관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥산~오창 고속도로 민간투자사업
구 조 계 산 서 (Ⅴ)
(준 공)

2018. 01

국토교통부
Ministry of Land, Infrastructure and Transport

목 차

- 제 I 권 -

1. 옥산 JCT Ramp-A교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 701
- 종점 교대 ····· 761
- 교각 P1 ····· 839
- 교각 P2 ····· 937
- 내진해석 ····· 1105

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 상부 구조 ····· 1133

- 제 II 권 -

2. 옥산 JCT Ramp-C교

- 시점 교대 ····· 3
- 종점 교대 ····· 83
- 교각 P1 ····· 189
- 교각 P2 ····· 345
- 교각 P3 ····· 499
- 내진해석 ····· 585

3. 옥산 JCT Ramp-D교

- 상부 구조 ····· 611
- 시점 교대 ····· 1159
- 종점 교대 ····· 1239
- 교각 P1 ····· 1345
- 교각 P2 ····· 1497
- 내진해석 ····· 1581

- 제 III 권 -

4. 병천천교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 3
- 상부 구조(오창방향) ····· 585
- 시점 교대(옥산방향) ····· 1187
- 종점 교대(옥산방향) ····· 1267
- 시점 교대(오창방향) ····· 1327
- 종점 교대(오창방향) ····· 1405

- 제 IV 권 -

4. 병천천교

- 교각 P1(옥산방향) ····· 3
- 교각 P2(옥산방향) ····· 181
- 교각 P3(옥산방향) ····· 357

- 교각 P4(옥산방향) ····· 535
- 교각 P1(오창방향) ····· 699
- 교각 P2(오창방향) ····· 887
- 교각 P3(오창방향) ····· 1063
- 교각 P4(오창방향) ····· 1231
- 내진해석(옥산방향) ····· 1397
- 내진해석(오창방향) ····· 1433

– 제 V 권 –

5. 상장남교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 3
- 상부 구조(오창방향) ····· 233
- 시점 교대(옥산방향) ····· 473
- 종점 교대(옥산방향) ····· 527
- 시점 교대(오창방향) ····· 625
- 종점 교대(오창방향) ····· 679
- 교각 P1(옥산방향) ····· 777
- 교각 P1(오창방향) ····· 937
- 내진해석(옥산방향) ····· 1105
- 내진해석(오창방향) ····· 1129

6. 용두천교

- 상부 구조 ····· 1157
- 시점 교대 ····· 1331
- 종점 교대 ····· 1411
- 교각 P1 ····· 1491
- 교각 P2 ····· 1803
- 내진해석 ····· 2129

– 제 VI 권 –

7. 백현교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 115
- 종점 교대 ····· 197

8. 호죽1교

- 라멘 계산서(옥산방향) ····· 305
- 라멘 계산서(오창방향) ····· 529

9. 호죽2교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 753
- 상부 구조(오창방향) ····· 877
- 시점 교대(옥산방향) ····· 999
- 종점 교대(옥산방향) ····· 1105
- 시점 교대(오창방향) ····· 1211
- 종점 교대(오창방향) ····· 1315

10. 성산교

- 상부 구조 ····· 1431
- 시점 교대 ····· 1563
- 종점 교대 ····· 1627

– 제 Ⅶ 권 –

11. 양청교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 319
- 종점 교대 ····· 381

12. 양지교

- 라멘 계산서(옥산방향) ····· 491
- 라멘 계산서(오창방향) ····· 673

13. 산수교

- 상부 구조(옥산방향) ····· 857
- 상부 구조(오창방향) ····· 1155

– 제 Ⅷ 권 –

13. 산수교

- 시점 교대(옥산방향) ····· 3
- 종점 교대(옥산방향) ····· 99
- 시점 교대(오창방향) ····· 163
- 종점 교대(오창방향) ····· 259
- 교각 P1(옥산방향) ····· 325
- 교각 P2(옥산방향) ····· 441
- 교각 P3(옥산방향) ····· 555
- 교각 P1(오창방향) ····· 669
- 교각 P2(오창방향) ····· 787
- 교각 P3(오창방향) ····· 901
- 내진 해석 ····· 1019

14. 복현1교

- 상부 구조 ····· 1069
- 시점 교대 ····· 1295
- 종점 교대 ····· 1417
- 교각 P1 ····· 1543
- 교각 P2 ····· 1717
- 내진해석 ····· 1877

– 제 Ⅸ 권 –

15. 복현2교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 115
- 종점 교대 ····· 243

16. 복현3교

- 상부 구조 ····· 367
- 시점 교대 ····· 615
- 종점 교대 ····· 735
- 교각 P1 ····· 861
- 내진해석 ····· 1217

17. 서오창 IC Ramp-A1교

- 상부 구조 ····· 1243
- 시점 교대 ····· 1355
- 종점 교대 ····· 1435

18. 서오창 IC Ramp-A2교

- 상부 구조 ····· 1543
- 시점 교대 ····· 1649
- 종점 교대 ····· 1753

- 제 X 권 -

19. 오창JCT Ramp-A교

- 상부 구조 ····· 3
- 시점 교대 ····· 119
- 종점 교대 ····· 201
- 교각 P1 ····· 285
- 내진 해석 ····· 501

20. 오창JCT Ramp-C교

- 상부 구조 ····· 525
- 시점 교대 ····· 1531
- 종점 교대 ····· 1639

- 제 XI 권 -

20. 오창JCT Ramp-C교

- 교각 P1 ····· 3
- 교각 P2 ····· 151
- 교각 P3 ····· 251
- 내진 해석 ····· 345

21. 오창JCT Ramp-D교

- 상부 구조 ····· 369

- 제 XII 권 -

21. 오창JCT Ramp-D교

- 시점 교대 ····· 3
- 종점 교대 ····· 109
- 교각 P1 ····· 189
- 교각 P2 ····· 345
- 교각 P3 ····· 439
- 교각 P4 ····· 539
- 교각 P5 ····· 637

- 교각 P6 ····· 797
- 교각 P7 ····· 961
- 교각 P8 ····· 1123
- 교각 P9 ····· 1281
- 내진 해석 ····· 1435

- 제 XII 권 -

22. 부대공

- 가시설 계산서 ····· 3
- 배수 계산서 ····· 1475
- 보강토 옹벽 계산서 ····· 1573
- L형 옹벽 계산서 ····· 1873
- 수리 계산서 ····· 1939
- 방음벽 계산서 ····· 1983

5. 상장남교

상부 구조(옥산방향)

S1

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

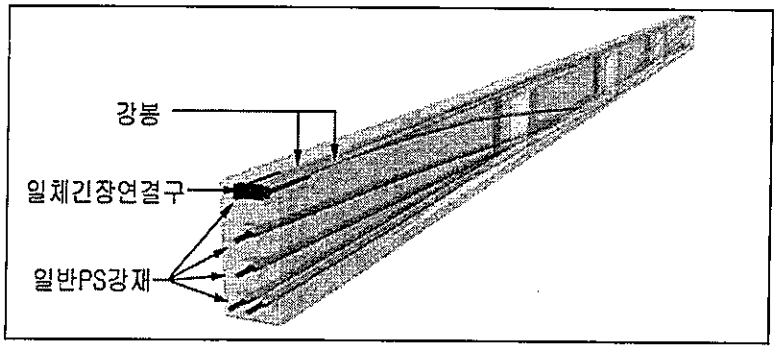
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

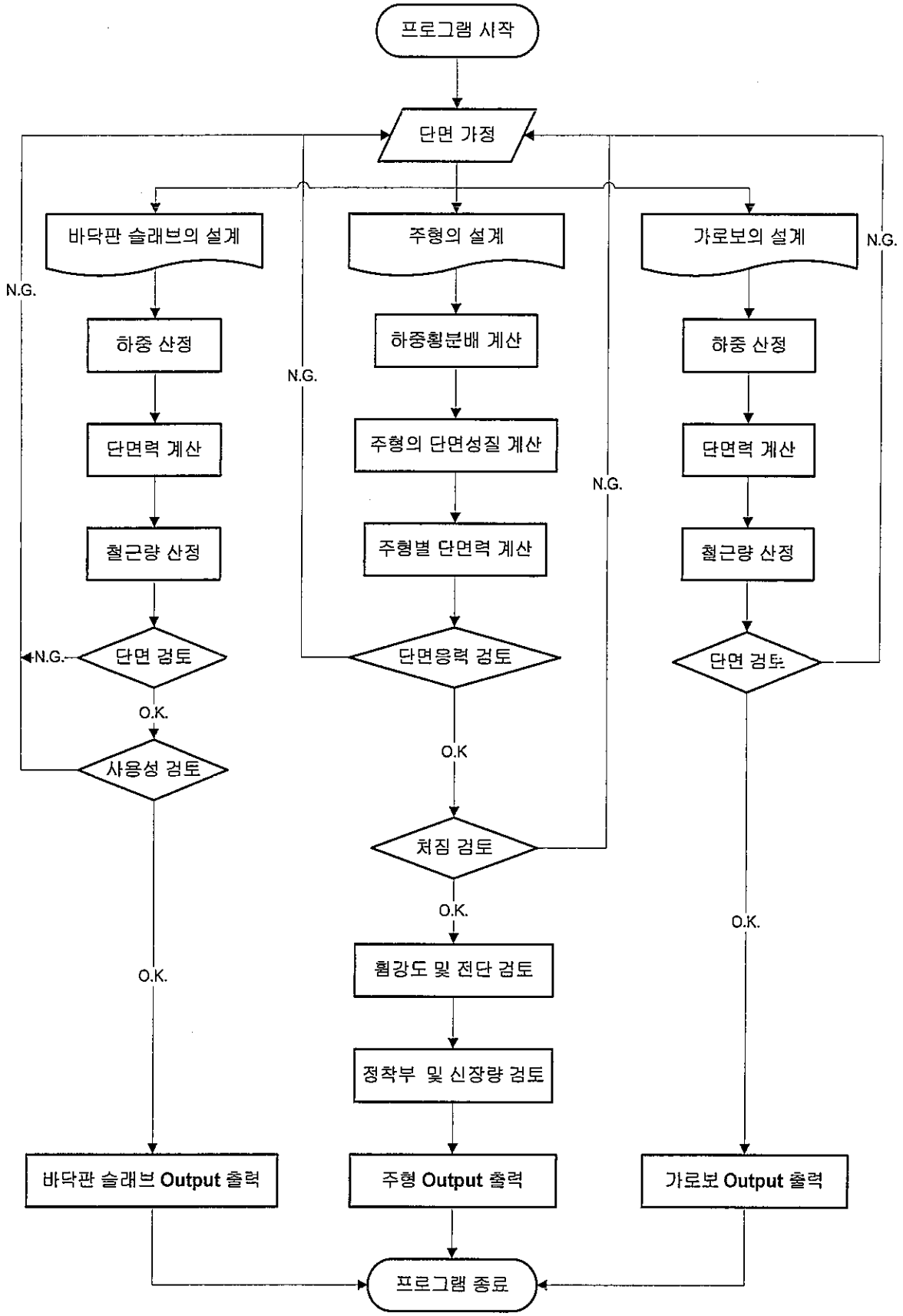
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 상장남교_옥산방향S1
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m

(2) 거 더 전 장 : 39.900 m

(3) 설 계 지 간 : 39.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 12.685 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

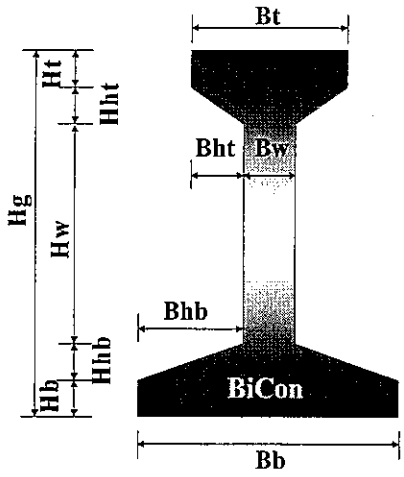
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

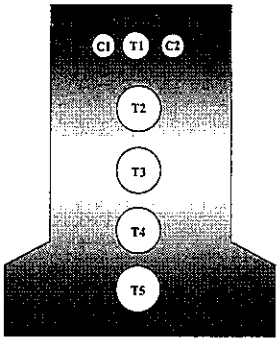
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

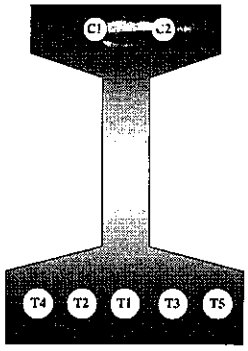
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	19EA	19EA	19EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-625kN	-625kN	1250kN	3700kN	3700kN	3700kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

(1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

(2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.

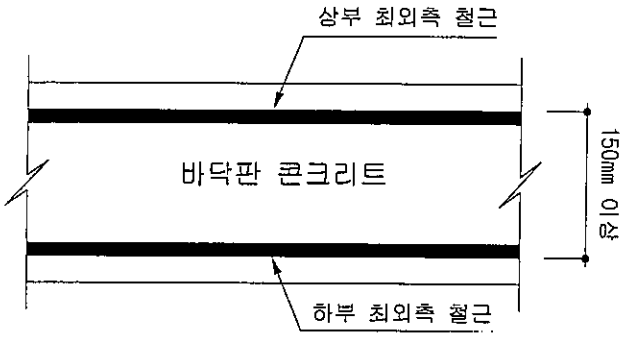
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(4) 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.

(5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

6 ≤ 1.750 m / 0.240 m = 7.292 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.750 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27㎫ 이상인 경우 적용한다.

(10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 켄틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

1.150 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.630 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

(3) 현장타설 되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근하되 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.

4.1.3 사용철근량

(1) 바닥판 슬래브 단면 : 1000 × 240 = 240000 mm^2

(2) 주철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

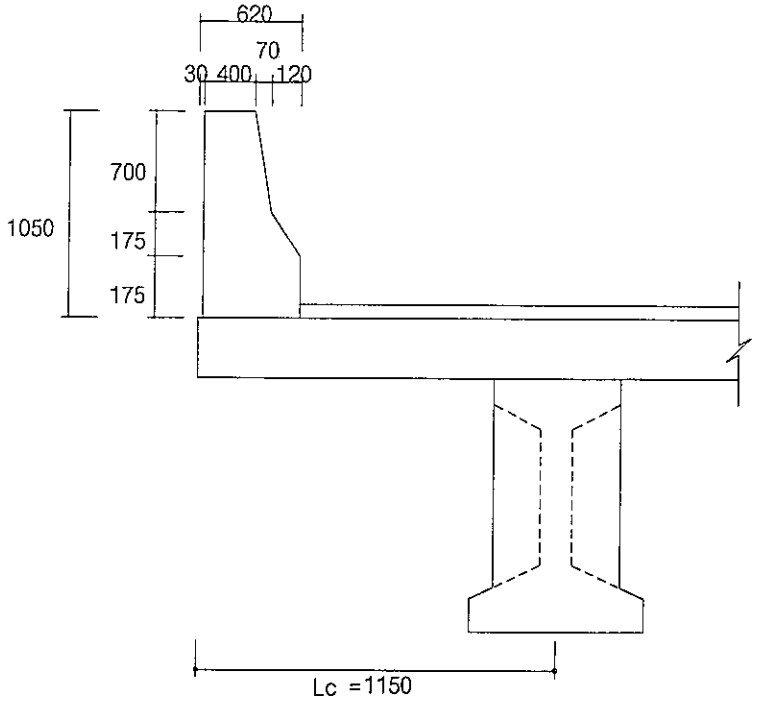
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.000 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 180.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.477	5.974
바닥판	0.180	25.000	4.500	0.375	1.688
포 장	0.007	23.500	0.153	0.065	0.010
방음판			5.000	0.520	2.600
합 계			22.178		10.272

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.140 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.140) · 0.000 ·(1 + 0.300) = 0.000 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN·m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN·m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN·m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재하시	0.0015	1500	13.613
활하중 비재하시	0.0030	3170	57.536

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 4.405° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.140) · 0.075 = 6.336 kN

Mcf = 6.336 × 1.800 = 11.405 kN·m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.272	
2	활하중	Ml	0.000	
3	풍하중	Mw	13.613	활하중 재하시
			57.536	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	11.405	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	28.180	21.677	
Case 2	88.150	67.808	
Case 3	37.028	35.290	
Case 4	28.180	21.677	
Case 5	35.604	35.290	
Case 6	58.513	45.010	
Case 7	109.369	91.141	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	109.369	
사 용 하 중	91.141	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 109368600.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 109368600.0 = 0 에서

As(req) = 1976.135 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0110

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1976.135

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1976.135 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2634.847

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

∑ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 153.813 kN · m > Mu = 109.369 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.75 × 1000 / 10 = 75 mm

Tcan (240mm) > Tmin (75mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 91.141 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01627

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.396

j = 1 - (k / 3) = 0.868

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 199.186 MPa

Fsmax (=199.186 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 22 / 2 = 49.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 199.19) - 2.5 × 49.00 = 272.859 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 199.19) = 316.287 mm

Sa는 작은 값인 272.859 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 272.859 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 0.000 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 0 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 1324.010 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 1324.010 mm^2

H 22 @ 250 = 1548.400 mm^2

Σ = 1548.400 mm^2 > 1324.010 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.272	
2	활하중	Ml	0.000	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	13.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			13.354	
Case 2	1.3		1.3		43.687	
Case 3	1.3	2.6		0.65	22.202	
Case 4	1.3	2.6	1.3		43.687	
Case 5	1.2		1.2	1.2	56.661	
적 용					56.661	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 56661000.0 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 4469.000 × 400.000 = 1787600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 77.891 mm , c = 77.891 / β1

= 77.891 / 0.85 = 66.207 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 66.207) / 66.207

= 0.0052

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 56661000.0 = 0 에서

As(req) = 971.531 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0054

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 971.531

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1295.375

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 3952.270

∴ As = 3952.27 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 22 @ 200 = 1935.500

② H 25 @ 200 = 2533.500

Σ = 4469.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

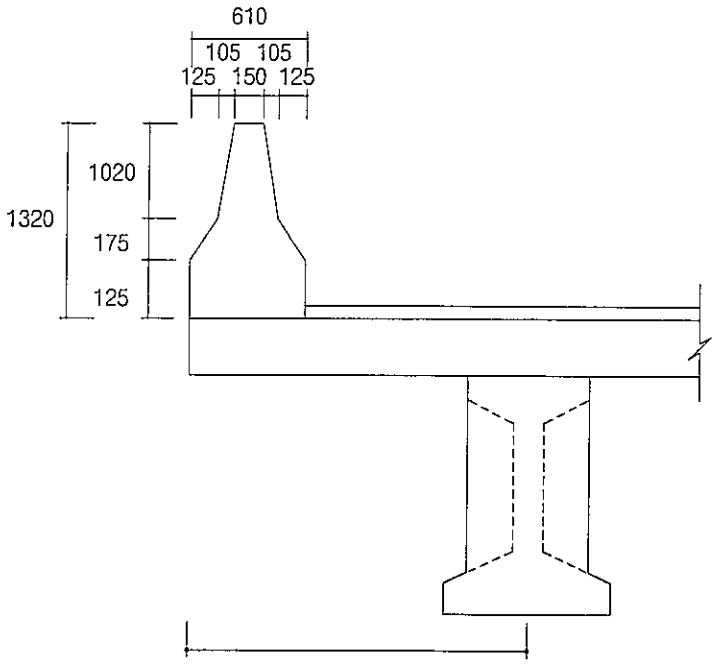
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 214.327 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 77.891 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 214.327 kN · m > Mu = 56.661 kN · m ---------- O.K

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = ## × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.00 mm > Tmin = 238.80 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
중분대	0.465	25.000	11.624	0.433	5.028
바닥판	0.269	25.000	6.725	0.310	2.085
포 장	0.026	23.500	0.599	0.310	0.186
방음판			0.000	0.000	0.000
합 계			18.949		7.299

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.308 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) · X · (1 + i)

= (96.000 / 1.308) · 0.210 · (1 + 0.300) = 20.037 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	0.394
활하중 비재하시	0.0030	805.0	0.423

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	7.299	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	활하중 재하시
			0.423	활하중 비재하시

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.30	2.15				
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30		1.30		
Case 4	1.30	1.30	1.30			
Case 5	1.20		1.20	1.20		

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.00	1.00				
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00		1.00		
Case 4	1.00	1.00	1.00			
Case 5	1.00		1.00	1.00		

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	52.568	27.336	
Case 2	39.822	30.632	
Case 3	36.048	27.729	
Case 4	65.869	50.669	
Case 5	37.266	31.055	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	65.869	
사 용 하 중	50.669	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 65869306.4 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 65869306.4 = 0 에서

As(req) = 1139.119 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1139.119

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1139.119 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1518.825

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 65.869 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.62 × 1000 / 10 = 62 mm

Tcan (240mm) > Tmin (62mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 50.669 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 193.287 MPa

Fsmax (=193.287 MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 193.29) - 2.5 × 52.00 = 277.425 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 193.29) = 325.940 mm

Sa는 작은 값인 277.425 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 277.425 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.037 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 76.43 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 763.210 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 763.210 mm^2

H 19 @ 250 = 1146 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	7.299	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	
			0.423	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			95.646	
Case 2	1.30		1.30		39.822	
Case 3	1.30	2.60		0.65	61.840	
Case 4	1.30	2.60	1.30		91.917	
Case 5	1.20		1.20	1.20	37.266	
적 용					95.646	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 95646498.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 95646498.165 = 0 에서

As(req) = 1703.317 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0095

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1703.317

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2271.089

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2278.238

∴ As = 2278.238 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

∑ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

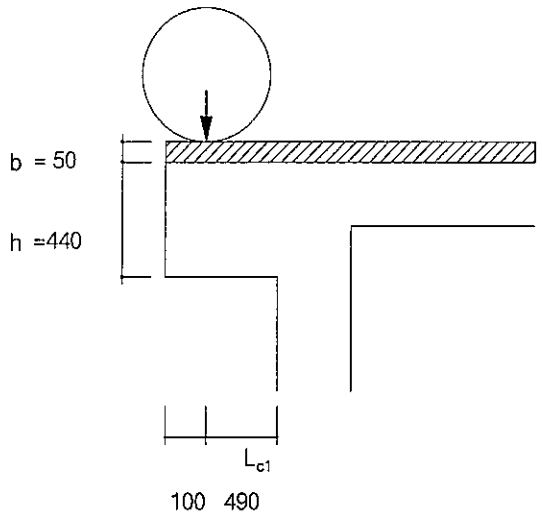
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 153.813 kN · m > Mu = 95.646 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.490 = 0.590 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 2.132 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.028 ≤ 0.300 ∴ i = 0.028

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.490 + 0.98 = 1.152 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 53.106 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 116.950 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 116950469.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1588.800 × 400.000 = 635520.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 27.692 mm , c = 27.692 / β1

= 27.692 / 0.85 = 23.538 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 23.538) / 23.538

= 0.0286

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 84320 As - 116950469.7 = 0 에서

As(req) = 1462.104 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0059

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1462.104

② As(min) = 868.000 → ∴ As = 1462.104 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1949.472

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 16 @ 250 = 794.400

Σ = 1588.800 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

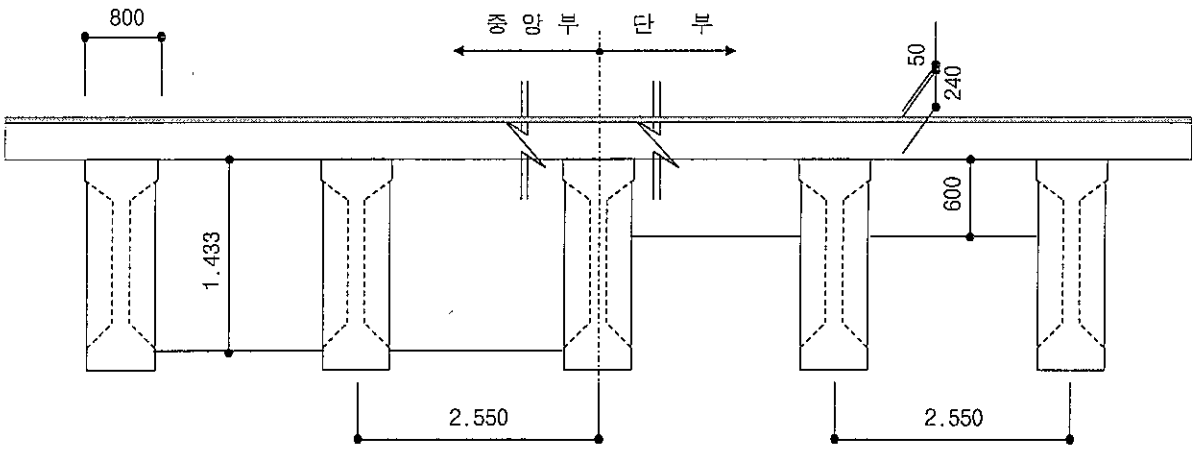
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 126.488 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 27.692 mm

∴ φf · Mn = 126.488 kN · m > Mu = 116.950 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

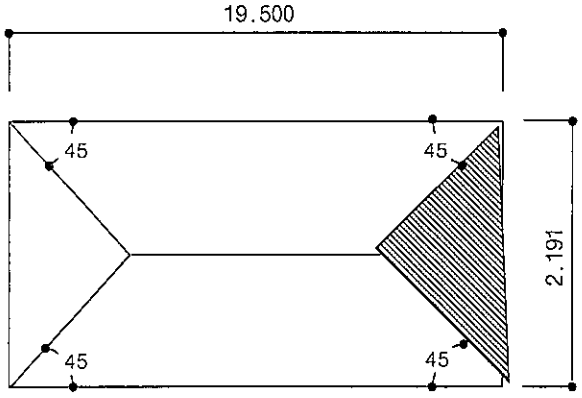
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.550 m

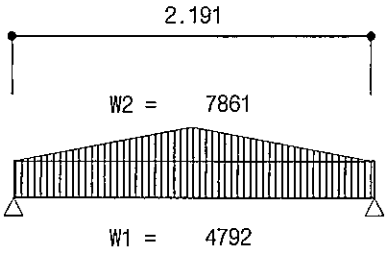
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.550 − 0.800 = 1.750 m

교량사각 : 127.0 ° 가로보 사지간 1.750 ÷ SIN (127.0) = 2.191 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (127.0) = 0.319 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (127.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 4792 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.096 × 2500 + 0.050 × 1.096 × 2350) × 10 = 7861 N/m

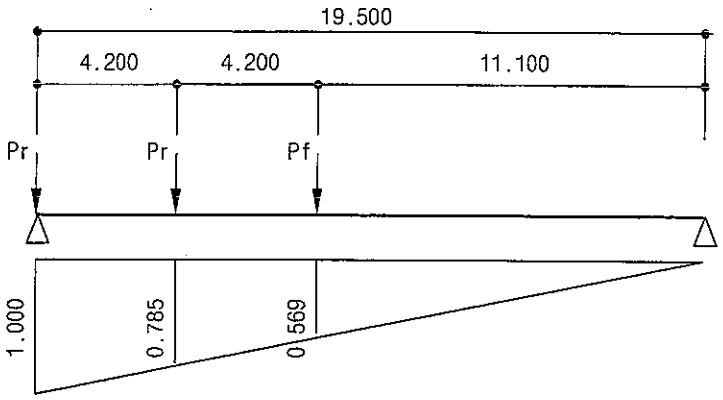
작용 단면력

Rad = 4792 × 2.191 × 1/2 + (2.191 × 7861 × 1/2) × 1/2 = 9557 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{4792 \times 2.191^2}{8} + \frac{7861 \times 2.191^2}{12} = 6022 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



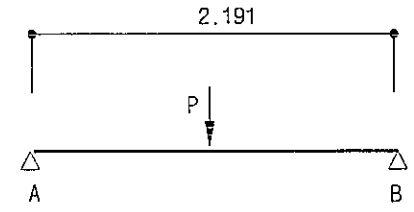
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

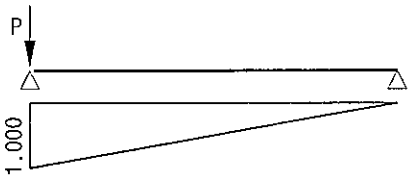
$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.785\ ) + 18.0 \times 0.569\ )\} \times 1.252 = 173.715\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{173.715 \times 2.191}{4}$$

$$= 95.163 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 173.715 \times 1.000 = 173.715 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

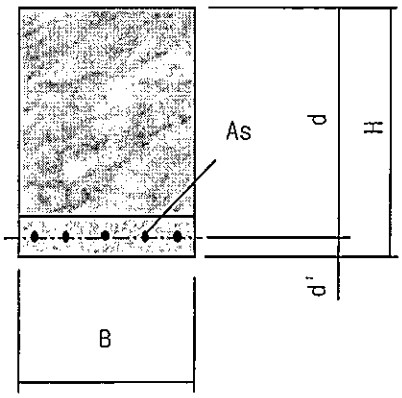
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	6.022	95.163
Vu	kN	9.557	173.715

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 6.022 + 2.150 \times 95.163 = 212.428 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 9.557 + 2.150 \times 173.715 = 385.911 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 212.428 kN · m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm　　d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1520.1 × 300 = 456030

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 49.676 mm , c = 49.676 / β1

= 49.676 / 0.85 = 42.225 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (770 - 42.225) / 42.225

= 0.0517

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.03268 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.167\ As^2 + 196350\ As$

$=$ 212428000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,107.9 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 1,333.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,477.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 385.00 mm > $c = a/0.85$ = 58.44 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 327.25 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b)$ = 49.68 mm

$jd = d - a/2$ = 745.16 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b$ = 456.030 kN , $T = fy\ As$ = 456.030 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 288.844 kN·m > Mu = 212.428 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.191 ÷ 0.770 = 2.846 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 853.555 kN > Su = 385.911 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 213.389 kN < Su = 385.911 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$Sv = 100\ mm < d/5 = 154\ mm$ or $300\ mm$ O.K

$Av = 397.2\ mm^2 > 0.0025 \cdot bo \cdot Sv = 100.0\ mm^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

$Sh = 100\ mm < d/5 = 154\ mm$ or $300\ mm$ O.K

$Ah = 397.2\ mm^2 > 0.0015 \cdot bo \cdot Sh = 60.0\ mm^2$ O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.846}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.846}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026\ kN$$

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 213.389 + 734.026 = 947.415\ kN > 853.555\ kN$

$\therefore \Phi \cdot Vn = 853.555 > Vu = 385.911\ kN$ O.K.

4.4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

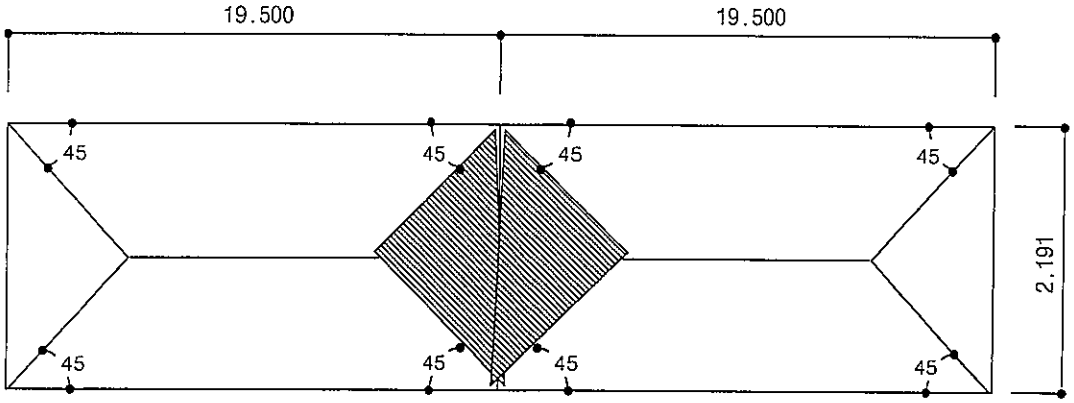
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.550 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.550 − 0.800 = 1.750 m

교량사각 : 127.0 °　　가로보 사지간 : 1.750 ÷ SIN (127.0) = 2.191 m

2)작용하중

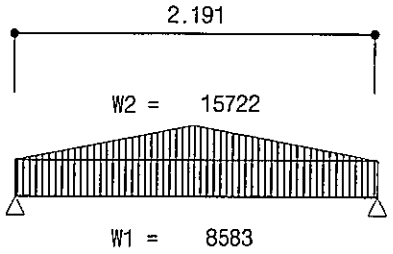
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (127.0) = 0.240 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (127.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 8583 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.191 × 2500 + 0.050 × 2.191 × 2350) × 10 = 15722 N/m



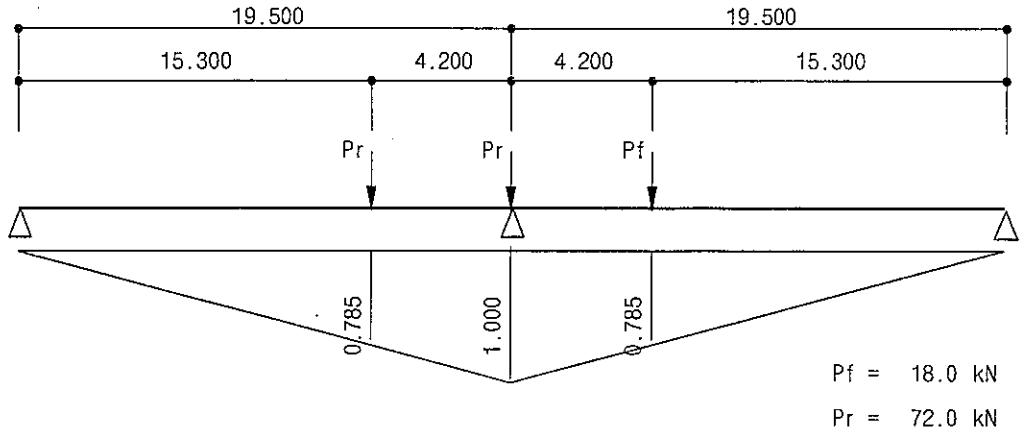
작용 단면력

Rad = 8583 × 2.191 × 1/2 + (2.191 × 15722 × 1/2) × 1/2 = 18016 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{8583 \times 2.191^2}{8} + \frac{15722 \times 2.191^2}{12} = 11442 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

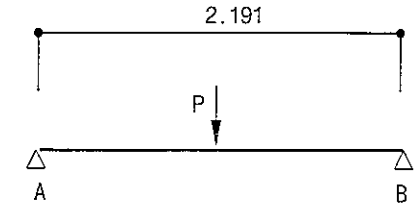
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

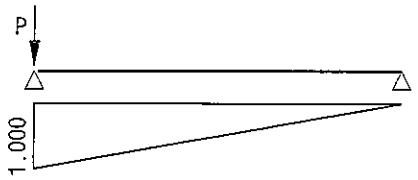
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.785) + 18.0 \times 0.785 \} \times 1.252 = 178.612\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{178.612 \times 2.191}{4}$$

$$= 97.845 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 178.612 \times 1.000 = 178.612 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

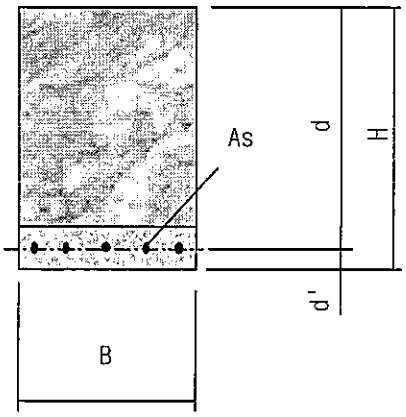
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	11.442	97.845
Vu	kN	18.016	178.612

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 11\ 442 + 2.150 \times 97.845 = 225.241 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times i8.016 + 2.150 \times 178.612 = 407.437 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 225.241 kN·m

b = 300.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 225241000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 555.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 740.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 225.241 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.191 ÷ 1.603 = 1.367 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 407.437 kN 0.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 407.437 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm 0.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm 0.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.367}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.367}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 407.437 kN 0.K.

4.4.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

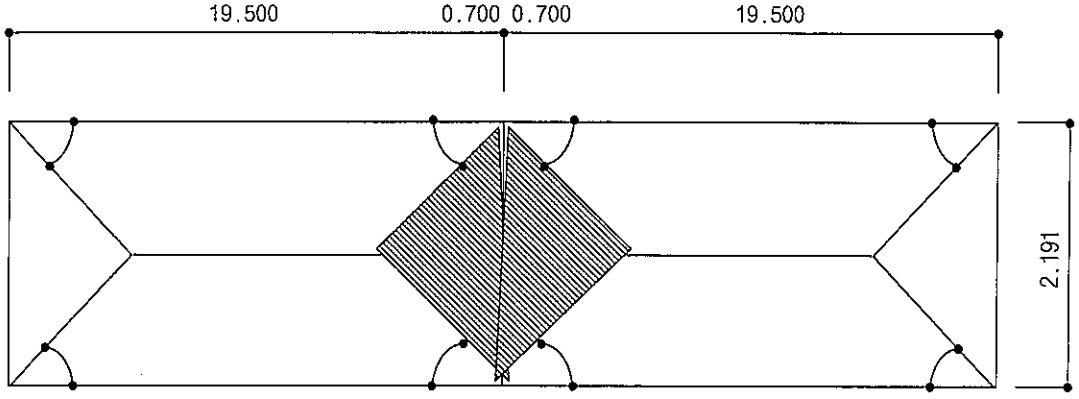
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.550 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.550 − 0.800 = 1.750 m

교량사각 : 127.0 °　　가로보 사지간 : 1.750 ÷ SIN(127.0) = 2.191 m

2)작용하중

(1)고정하중

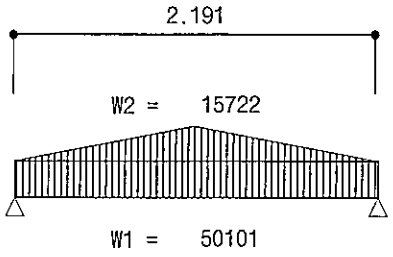


빔　　폭: 1.400 × SIN (127.0) = 1.118 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (127.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 40056 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 2.191 × 2500 + 0.050 × 2.191 × 2350) × 10 = 15722 N/m



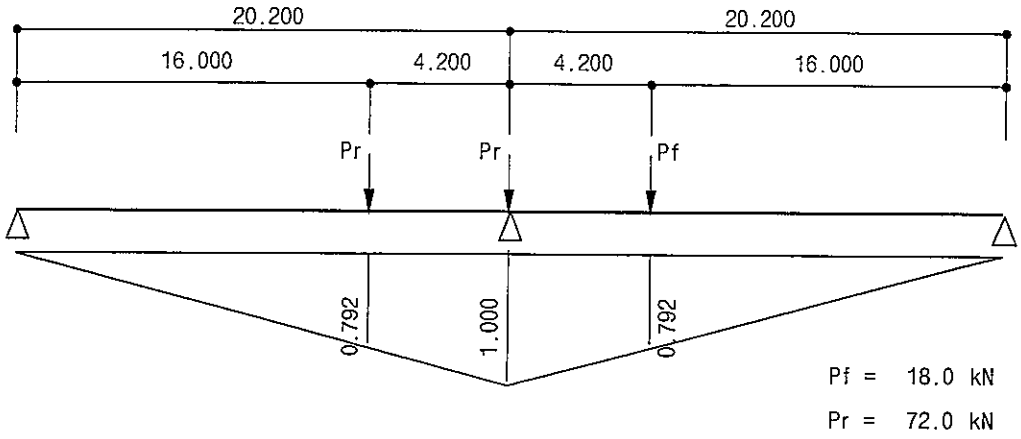
작용 단면력

Rad = 50101 × 2.191 × 1/2 + (2.191 × 15722 × 1/2) × 1/2 = 63504 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{50101 \times 2.191^2}{8} + \frac{15722 \times 2.191^2}{12} = 36361 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



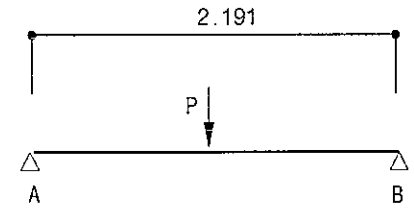
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 20.200}$ = 0.249 < 0.3

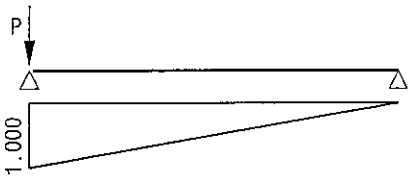
P (L+i) = { 72.0 × (1.000 + 0.792) + 18.0 × 0.792)} × 1.249 = 178.981 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{178.981 \times 2.191}{4}$$

$$= 98.047 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 178.981 \times 1.000 = 178.981 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	36.361	98.047
Vu	kN	63.504	178.981

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 36.361 + 2.150 \times 98.047 = 258.070 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 63.504 + 2.150 \times 178.981 = 467.364 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 258.070 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -1.190 As^2 + 408765 As

= 258070000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 632.5 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 9,717.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 843.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 258.070 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.191 ÷ 1.603 = 1.367 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 467.364 kN 0.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 467.364 kN 0.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.367}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.367}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

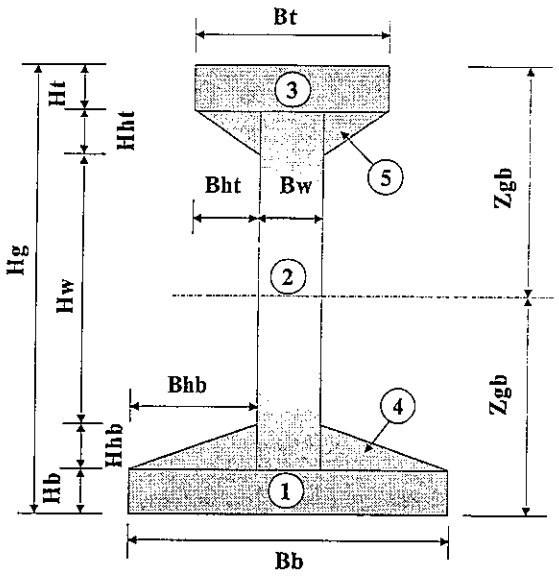
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 467.364 kN 0.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

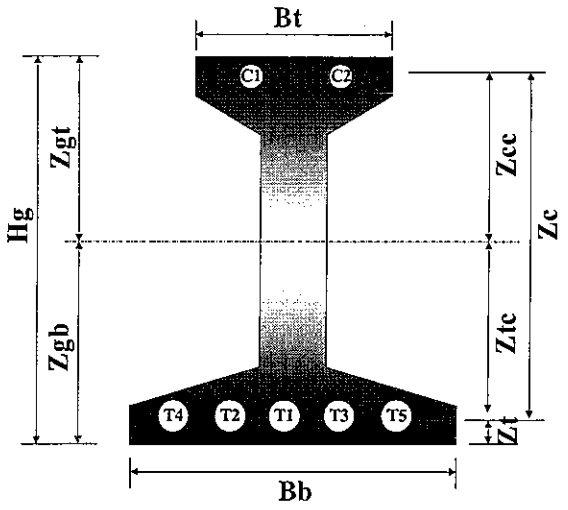


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
Σ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zgb² 0.348084 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

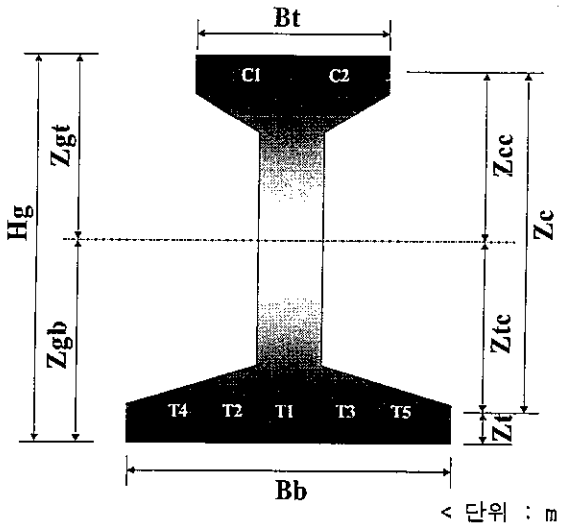
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.332823 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² = 2.513E-07 m⁴

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z²	Io
T1	7	0.00097	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	19	0.00264	0.125	0.00033	0.00004	5.527E-07
T3	19	0.00264	0.125	0.00033	0.00004	5.527E-07
T4	19	0.00264	0.125	0.00033	0.00004	5.527E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00888	0.1414	0.00126	0.00020	1.733E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 2.1189E-05 m⁴

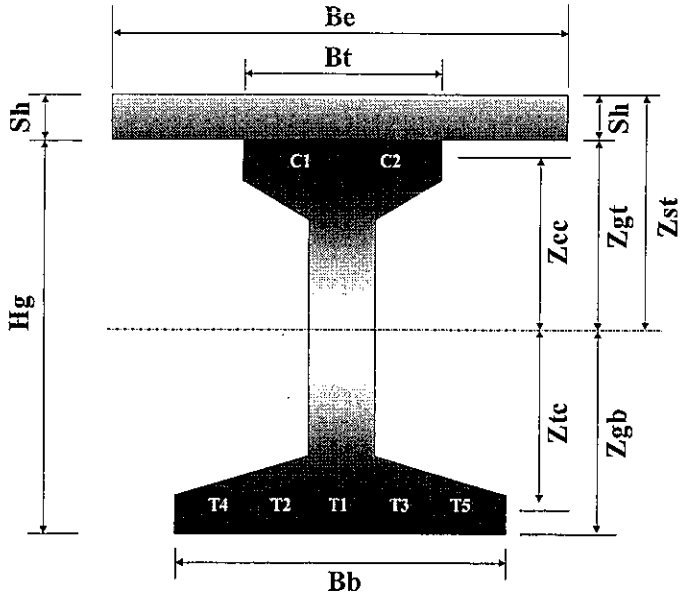
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05747	0.141	0.00813	0.00115	1.372E-04
Σ		0.91217	0.741	0.67595	0.53621	0.332962

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.741042 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.058958 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.933958 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.599635 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.368264 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.056 m

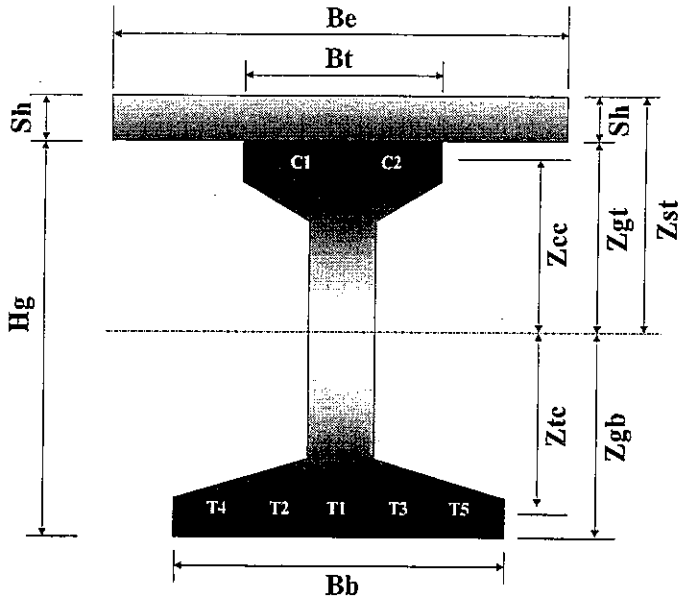
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.306	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.496	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.231	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.231	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.91217	0.741	0.67595	0.50091	0.368264
바닥판	0.900	0.48190	1.920	0.92524	1.77646	0.002313
Σ		1.39406	1.149	1.60119	2.27737	0.370577

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.148581 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.651419 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.526419 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.007175 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.891419 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - Σ$A\times zgb^2$ 0.808848 m^4

5.4.2 G2-G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

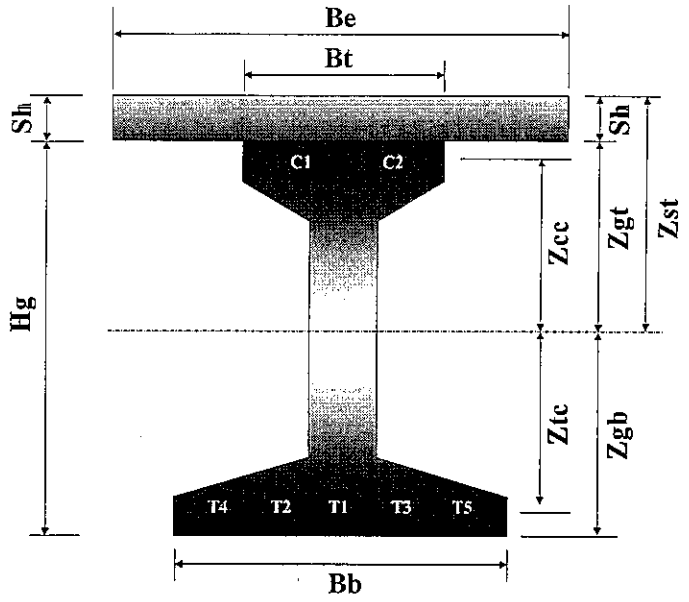
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.550	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.550	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.91217	0.741	0.67595	0.50091	0.368264
바닥판	0.900	0.55080	1.920	1.05754	2.03047	0.002644
Σ		1.46297	1.185	1.73349	2.53138	0.370908

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.184914 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.615086 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.490086 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.043508 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.855086 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.848251 m⁴

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.569 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.819	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	3.009	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.744	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.744	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.91217	0.741	0.67595	0.50091	0.368264
바닥판	0.900	0.59270	1.920	1.13799	2.18494	0.002845
Σ		1.50487	1.205	1.81395	2.68585	0.371109

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.205383 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.594617 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.469617 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.063976 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.834617 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.870465 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.91217	0.368264		1.059	-0.741	0.934	-0.600
바닥판 합성단면	1.39406	0.808848	0.891	0.651	-1.149	0.526	-1.007

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.91217	0.368264		1.059	-0.741	0.934	-0.600
바닥판 합성단면	1.46297	0.848251	0.855	0.615	-1.185	0.490	-1.044

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.91217	0.368264		1.059	-0.741	0.934	-0.600
바닥판 합성단면	1.50487	0.870465	0.835	0.595	-1.205	0.470	-1.064

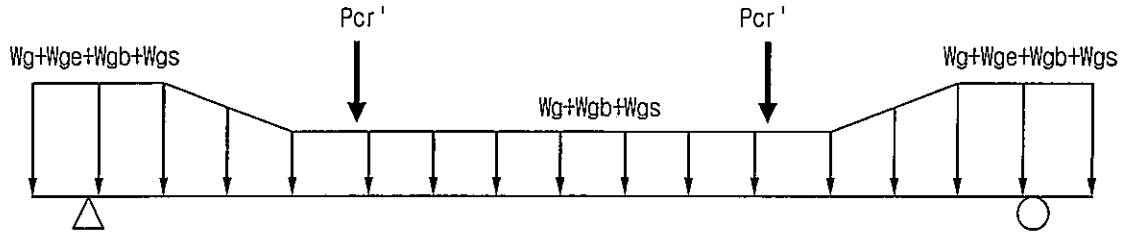
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1 ×	25000	× 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA ×	19 EA		=	628	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.231 × 25000 = 13386 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.550 × 25000 = 15300 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.744 × 25000 = 16464 N/m

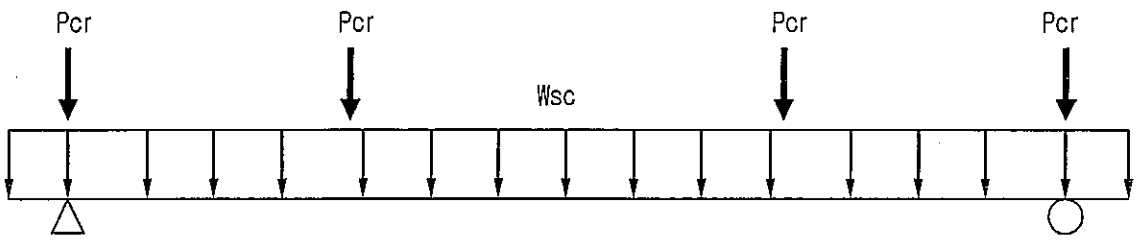
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.28 × 25000 = 13706 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.55 × 25000 = 27413 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.28 × 25000 = 13706 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.729 × 25000 = 18218 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 중분대(우) : A × w = 0.421 × 25000 = 10531 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

(4) 기타 하중

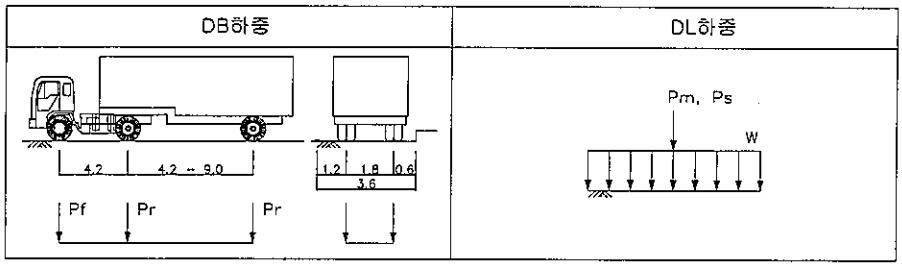
	위치	하중크기
1) 방음벽(좌)	0.260m	5000N/m
2) 내측풍하중1	-3.695m	12075N/m
3) 내측풍하중2	4.255m	-12075N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.845295	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.023543	0.003911
요소 중심간격(V)	2.550	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 6.313m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 9947.283

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.686$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 118.704

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.148$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

$K0 = 2\times\lambda\times Bb\times[A]\times[B]\times[C]$

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 $[B]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

$K1 = 1/2\times\sigma\times Bb\times[D]\times[E]\times[F]$

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

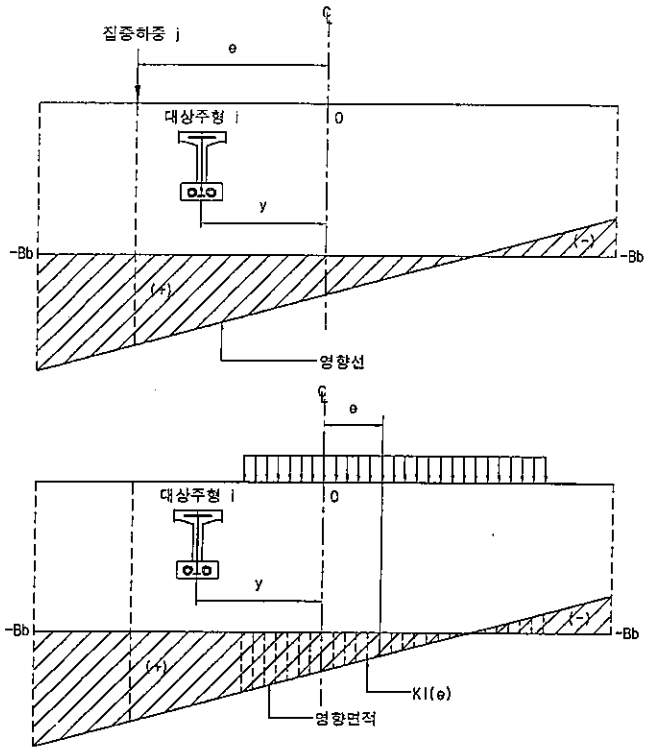
· 매트릭스 $[E]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 5.357	G2 2.806	G3 0.257	G4 -2.293	G5 -4.844	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-6.312	-0.065	-0.035	0.056	0.293	0.751	1.000
-0.75×Bb	-4.734	-0.038	0.023	0.130	0.318	0.567	1.000
-0.50×Bb	-3.156	-0.008	0.083	0.202	0.335	0.388	1.000
-0.25×Bb	-1.578	0.036	0.149	0.266	0.311	0.238	1.000
0.00×Bb	0.000	0.106	0.222	0.300	0.243	0.129	1.000
0.25×Bb	1.578	0.212	0.291	0.275	0.167	0.056	1.000
0.50×Bb	3.156	0.358	0.327	0.211	0.096	0.008	1.000
0.75×Bb	4.734	0.532	0.318	0.139	0.034	-0.024	1.000
1.00×Bb	6.312	0.702	0.296	0.071	-0.020	-0.049	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.357	G2 2.806	G3 0.257	G4 -2.293	G5 -4.844	합계 (Σ)
방호벽(좌)	6.000	0.669	0.300	0.084	-0.009	-0.044	1.000
중분대(우)	-6.008	-0.059	-0.024	0.070	0.298	0.715	1.000
콘크리트포장	-0.075	1.906	2.234	2.415	2.426	2.275	11.255
방음벽(좌)	6.052	0.674	0.299	0.082	-0.011	-0.045	1.000
내측풍하중1	10.007	1.134	0.236	-0.099	-0.156	-0.115	1.000
내측풍하중2	2.057	0.252	0.307	0.257	0.144	0.039	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.357	G2 2.806	G3 0.257	G4 -2.293	G5 -4.844	합계 (Σ)
DB1	4.052	0.914	0.642	0.340	0.122	-0.019	2.000
DB2	1.052	0.358	0.532	0.562	0.385	0.163	2.000
DB3	-1.948	0.056	0.268	0.497	0.626	0.553	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.357	G2 2.806	G3 0.257	G4 -2.293	G5 -4.844	합계 (Σ)
DL1	4.052	0.455	0.326	0.170	0.060	-0.011	1.000
DL2	1.052	0.172	0.269	0.290	0.192	0.077	1.000
DL3	-1.948	0.024	0.133	0.252	0.322	0.270	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	0.914	0.642	0.340	0.122	-0.019	2.000
DB2	0.358	0.532	0.562	0.385	0.163	2.000
DB3	0.056	0.268	0.497	0.626	0.553	2.000
DB12	1.271	1.175	0.902	0.507	0.144	4.000
DB13	0.969	0.910	0.838	0.748	0.534	4.000
DB23	0.413	0.800	1.059	1.011	0.716	4.000
DB123	1.194	1.299	1.260	1.020	0.628	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.455	0.326	0.170	0.060	-0.011	1.000
DL2	0.172	0.269	0.290	0.192	0.077	1.000
DL3	0.024	0.133	0.252	0.322	0.270	1.000
DL12	0.628	0.595	0.460	0.252	0.066	2.000
DL13	0.479	0.458	0.422	0.382	0.259	2.000
DL23	0.196	0.402	0.541	0.514	0.347	2.000
DL123	0.586	0.655	0.640	0.516	0.302	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2484.4	3252.5	3340.1	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	267.8	2709.7	2699.5	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3217.7	2734.7	3421.4		
DL 활하중	3000.5	2533.2	3204.0		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3217.7	2734.7	3421.4		
합 계	10310.1	13037.0	13801.1		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	267.9	312.1	327.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	435.4	222.9	261.4	바닥판 합성단면	
DB 활하중	356.8	389.4	402.8		
DL 활하중	330.4	346.6	376.0		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	356.8	389.4	402.8		
합 계	1535.9	1400.2	1467.9		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	287.610	346.354	346.354	346.354	349.016	
합성후	461.853	227.535	101.369	73.990	72.371	
ADD	1242.665	1067.091	940.924	913.546	914.589	
DB1	245.842	197.160	114.364	52.812	11.418	
DB2	114.505	157.993	161.685	120.597	65.758	
DB3	31.977	86.358	147.683	179.934	168.460	
DB12	360.023	355.149	275.715	172.810	72.712	
DB13	277.496	283.514	261.713	232.147	175.414	
DB23	146.482	244.352	309.371	300.555	234.223	
DB123	352.820	397.355	381.052	317.469	217.041	
DL1	231.142	177.657	102.866	49.777	12.335	
DL2	108.607	140.768	142.350	107.388	64.266	
DL3	31.329	77.375	129.654	159.059	162.422	
DL12	339.322	318.387	244.779	156.442	71.708	
DL13	262.053	255.028	232.083	208.080	169.854	
DL23	139.939	218.150	272.044	266.461	226.737	
DL123	333.616	356.214	336.981	283.940	210.734	
ENV	360.023	397.355	381.052	317.469	234.223	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1602.688	1464.446	1321.976	1231.015	1148.812	

8.3.2 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	287.61	346.354	346.354	346.354	349.016	
합성후	490.268	196.915	103.626	71.608	74.702	
ADD	1271.08	1036.471	943.182	911.163	916.92	
DB1	251.576	189.52	114.739	47.1	10.765	
DB2	118.082	157.684	161.821	117.729	63.494	
DB3	33.49	90.516	147.77	182.637	164.049	
DB12	369.276	347.151	276.243	164.037	69.852	
DB13	284.684	279.983	262.193	228.946	170.407	
DB23	151.572	248.202	309.594	300.388	227.547	
DB123	362.509	393.898	381.606	312.005	210.497	
DL1	240.864	167.138	103.231	43.558	11.776	
DL2	113.648	139.545	142.458	104.596	61.44	
DL3	32.946	81.743	129.953	163.294	155.645	
DL12	354.007	306.581	245.286	147.157	68.479	
DL13	273.316	248.811	232.781	205.821	162.675	
DL23	146.598	221.296	272.451	267.906	217.132	
DL123	348.29	349.517	337.707	279.395	201.728	
ENV	369.276	393.898	381.606	312.005	227.547	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1640.356	1430.369	1324.787	1223.169	1144.467	

8.3.3 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	287.610	346.354	346.354	346.354	349.016	
합성후	461.853	227.535	101.369	73.990	72.371	
ADD	1242.665	1067.091	940.924	913.546	914.589	
DB1	8.623	37.782	107.353	189.869	276.607	
DB2	47.937	104.256	157.591	169.149	138.167	
DB3	143.046	172.843	153.585	102.927	47.805	
DB12	43.714	139.561	263.986	358.843	413.578	
DB13	138.827	208.171	259.982	292.620	323.192	
DB23	190.960	277.096	311.175	272.095	185.952	
DB123	168.094	281.168	375.816	415.592	415.230	
DL1	9.483	35.946	97.343	166.186	265.624	
DL2	46.402	93.091	138.310	149.289	133.698	
DL3	135.309	154.697	135.107	92.338	46.927	
DL12	43.688	126.200	234.572	315.248	397.944	
DL13	132.591	187.800	231.333	258.289	311.170	
DL23	181.707	247.781	273.381	241.620	180.621	
DL123	161.076	252.777	332.679	366.809	400.378	
ENV	190.960	281.168	375.816	415.592	415.230	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1433.625	1348.259	1316.740	1329.138	1329.819	

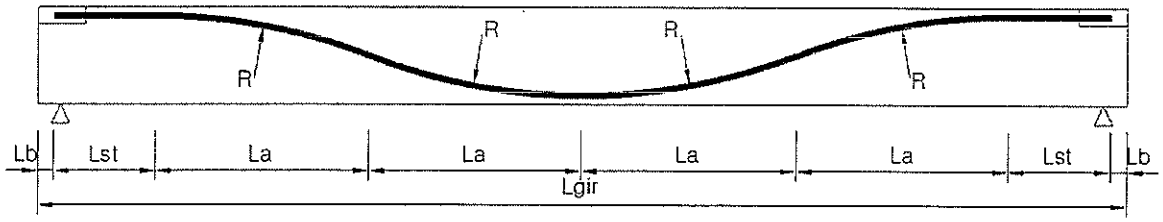
8.3.4 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	287.61	346.354	346.354	346.354	349.016	
합성후	490.268	196.915	103.626	71.608	74.702	
ADD	1271.08	1036.471	943.182	911.163	916.92	
DB1	9.156	43.206	107.212	198.344	270.61	
DB2	49.904	107.575	157.713	170.185	134.286	
DB3	147.188	170.941	153.741	99.117	46.016	
DB12	46.04	148.878	263.907	368.526	403.88	
DB13	143.329	212.267	259.936	297.456	315.586	
DB23	197.068	278.514	311.454	269.321	180.283	
DB123	173.915	287.841	375.886	420.877	404.892	
DL1	9.927	41.84	97.276	177.624	255.26	
DL2	48.704	96.429	138.609	151.423	128.015	
DL3	141.463	151.424	135.182	88.393	44.834	
DL12	46.022	136.162	234.703	329.021	382.104	
DL13	138.778	191.15	231.241	265.985	298.919	
DL23	190.164	247.847	273.755	239.81	172.845	
DL123	168.715	258.797	332.865	375.655	384.239	
ENV	197.068	287.841	375.886	420.877	404.892	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(Σ)	1468.149	1324.312	1319.067	1332.041	1321.812	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

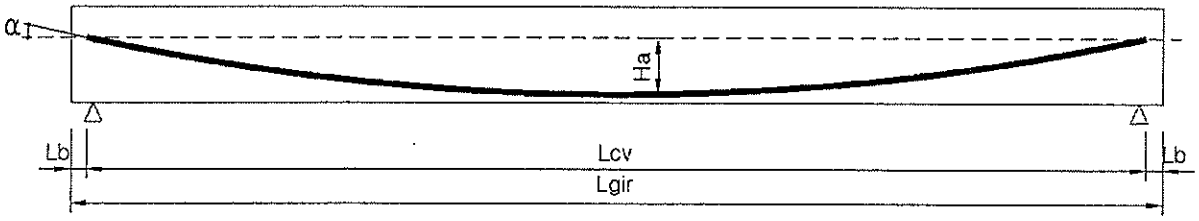
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 199967 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 181107 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

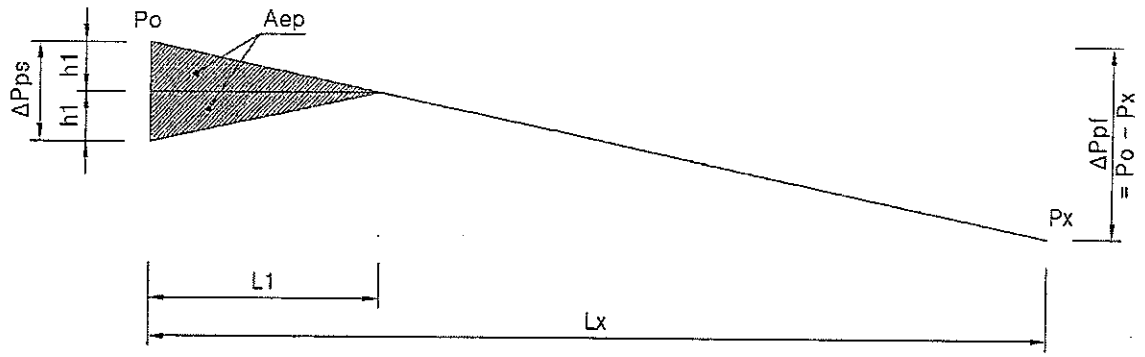
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	441862
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	398972
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	355521
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$: 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep / p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4628	1508400	18.053	167109	0
C2	19.565	4628	1508400	18.053	167109	0
T1	19.636	10184	1165080	10.696	217851	0
T2	19.610	22533	3162360	11.847	533881	0
T3	19.579	20378	3162360	12.457	507709	0
T4	19.566	18171	3162360	13.192	479427	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
- ①강선 경우 : fps2 + fps3 + fps4 … fpsN
- ②강선 경우 : fps3 + fps4 … fpsN
- ③강선 경우 : fps4 … fpsN
- …
- ⓝ강선 경우 : 0

$fpsi = Pr / Anet + Pr \cdot e^2 / Inet$

- 긴장회수(N) = 3 회
- PS 강연선의 탄성계수(Ept) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(Eci) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- Pr = Po - ΔPpf - ΔPps
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 0.83842 m^2 , Inet = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3700000	-441862	0	3258138	-0.639012	4
T3	3700000	-398972	0	3301028	-0.639012	1
T4	3700000	-355521	0	3344479	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.987	15.976	-2.778	13.198	90.803	239.294
T4	8.092	7.883	-2.778	5.106	35.128	92.573
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.883	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-50.361
Σ	23.963	23.859	-8.333	15.526	106.821	281.506

Δfpe의 평균치 : 35.607 MPa

ΔPpe의 평균치 : 93.835 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N · m)
C1	-625000	90553	0	0	-534447	0.91099	-486874
C2	-625000	90553	0	0	-534447	0.91099	-486874
PS강봉 소계(압축)					-1068893	0.91099	-973748
T1	1250000	-199967	0	0	1050033	-0.48901	-513479
T2	3700000	-441862	0	50361	3308500	-0.63901	-2114173
T3	3700000	-398972	0	-239294	3061734	-0.63901	-1956486
T4	3700000	-355521	0	-92573	3251906	-0.63901	-2078009
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					10672172	-0.61966	-6662146

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1069	0.911	-973.75	
	강선	gs	10672	-0.620	-6662.15	
합성전 고정하중		bl			2484.44	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			267.81	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3217.70	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9603 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1069}{0.002514} = 425.176 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10672}{0.0088768} = -1202.254 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2484.44}{0.36826} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fbl	MPa			7.144	-4.999	40.791	-26.190	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{267.81}{0.80885} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
fal	MPa	0.266	0.194	0.216	-0.380	1.128	-2.159	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3217.7 + 0}{0.80885} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
fll	MPa	3.192	2.332	2.591	-4.569	13.558	-25.939	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0089 = -323.12$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.3941} + n \cdot \frac{325.4}{0.8088} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
fsh	MPa	0.114	0.027	0.030	-0.694	-0.129	4.124	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.59 - 7 \times 4.38 = 180.430$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.67 + -8.08 = 17.59$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.05 + -0.33 = -4.38$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \quad -0.620 = 25.671 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2484}{0.36826} \quad -0.600 = -4.045 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{268}{0.80885} \quad -1.007 = -0.333 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -180.430 \times 0.0089 = -1601.643$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1601.643}{1.3941} + n \cdot \frac{1613.134}{0.8088} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
fcr	MPa	0.566	0.135	0.150	-3.440	-0.641	20.442	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 425.18\ + 40.79\ + 1.13\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.013\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.013 \times 0.0025 = -35.228\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.228}{1.3941} + n \cdot \frac{-18.545}{0.8088} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
frgb	MPa	-0.041	-0.036	-0.040	0.001	-0.242	-0.014	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	205.961	0.000	36.400	180.430	9.741
T2	0.002635	167.670	19.110	36.400	180.430	10.511
T3	0.002635	151.395	-90.803	36.400	180.430	22.641
T4	0.002635	134.907	-35.128	36.400	180.430	18.228
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008877	659.934	-106.821	145.600	721.721	61.121
avg	0.002219	164.983	-26.705	36.400	180.430	15.280

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.280 \times 0.0089 = -135.64\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-135.64}{1.3941} + n \cdot \frac{136.61}{0.8088} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
frgs	MPa	0.048	0.011	0.013	-0.291	-0.054	1.731	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6826E+11 / 27804.0636 \times 2313100800 = 176.884$

$B = 1 + m = 1 + 176.884 = 177.884$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 176.884 \times 0.12 = -20.167$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.121 + 0.404 + 176.884 \times 0.005 + 176.884 \times 0.014$

$= 4.921$

$P = (1383.68 + 1116.54307) / 2 \times (138.7 \times 64)$

$= 11096990$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1210463.533$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -141785.619$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 89947.100$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10197.513$ N.m

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.332$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.692$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.421$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.538$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.156$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.218$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.402$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.114$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fcr2	MPa	2.332	2.692	-5.421	1.538	-4.781	1.244	
fsh2	MPa	-0.156	-0.218	0.402	-0.114	0.354	-0.092	
f2	MPa	2.176	2.474	-5.019	1.424	-4.426	1.152	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1069	0.911	-973.75	
	강선	gs	10672	-0.620	-6662.15	
합성전 고정하중		bl			3252.54	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2709.70	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2734.70	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9603 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1069}{0.002514} = 425.176 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10672}{0.0088768} = -1202.254 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3252.54}{0.36826} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fbl	MPa			9.353	-6.545	53.403	-34.286	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2709.70}{0.84825} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
fal	MPa	2.458	1.768	1.965	-3.785	10.135	-21.581	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2734.7 + 0}{0.84825} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
fll	MPa	2.481	1.785	1.983	-3.820	10.229	-21.780	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0089 = -323.12$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.463} + n \cdot \frac{325.4}{0.8483} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
fsh	MPa	0.096	0.014	0.015	-0.675	-0.213	4.022	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.59 - 7 \times 8.51 = 151.488$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26 + -8.08 = 17.59$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.30 + -3.22 = -8.51$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \quad -0.620 = 25.671 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3253}{0.36826} \quad -0.600 = -5.296 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2710}{0.84825} \quad -1.007 = -3.217 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -151.488 \times 0.0089 = -1344.731$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1344.731}{1.4630} + n \cdot \frac{1354.379}{0.8483} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
fcr	MPa	0.401	0.057	0.063	-2.811	-0.885	16.737	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\quad 425.18 \quad + \quad 53.40 \quad + \quad 10.14 \quad) \times \quad 0.03 \quad = \quad 14.661 \quad Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = \quad -14.661 \quad \times \quad 0.0025 \quad = \quad -36.859 \quad kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.859}{1.4630} + n \cdot \frac{-19.403}{0.8483} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
frgb	MPa	-0.040	-0.035	-0.039	0.002	-0.236	-0.009	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	205.961	0.000	36.400	151.488	11.188
T2	0.002635	167.670	19.110	36.400	151.488	11.958
T3	0.002635	151.395	-90.803	36.400	151.488	24.088
T4	0.002635	134.907	-35.128	36.400	151.488	19.675
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008877	659.934	-106.821	145.600	605.953	66.909
avg	0.002219	164.983	-26.705	36.400	151.488	16.727

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = \quad -16.727 \quad \times \quad 0.0089 \quad = \quad -148.48 \quad kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-148.48}{1.4630} + n \cdot \frac{149.55}{0.8483} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
frgs	MPa	0.044	0.006	0.007	-0.310	-0.098	1.848	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.3682644 / 27804.0636 \times 0.00284498 = 143.815$

$B = 1 + m = 1 + 143.815 = 144.815$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 143.815 \times 0.12 = -16.199\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.121 + 0.404 + 143.815 \times 0.005 + 143.815 \times 0.014$

$= 4.286$

$P = (1383.68 + 1148.18709) / 2 \times 138.7 \times 64 = 11237439\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1567753.505\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -184867.507\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 95782.074\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10714.076\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.507$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.783$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -7.024$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.994$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.129$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.194$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.427$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.121$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fcr2	MPa	2.507	2.783	-7.024	1.994	-6.195	1.614	
fsh2	MPa	-0.129	-0.194	0.427	-0.121	0.377	-0.098	
f2	MPa	2.379	2.588	-6.597	1.873	-5.818	1.516	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1069	0.911	-973.75	
	강선	gs	10672	-0.620	-6662.15	
합성전 고정하중		bl			3340.14	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2699.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3421.40	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9603 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1069}{0.002514} = 425.176 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10672}{0.0088768} = -1202.254 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3340.14}{0.36826} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fbl	MPa			9.605	-6.721	54.841	-35.210	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2699.50}{0.87046} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
fal	MPa	2.329	1.660	1.844	-3.738	9.429	-21.362	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3421.4 + 0}{0.87046} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
fll	MPa	2.952	2.103	2.337	-4.738	11.950	-27.074	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0089 = -323.12$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.5049} + n \cdot \frac{325.4}{0.8705} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
fsh	MPa	0.088	0.007	0.008	-0.665	-0.253	3.965	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.59 - 7 \times 8.56 = 151.147$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.67 + -8.08 = 17.59$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.44 + -3.12 = -8.56$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \quad -0.620 = 25.671 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3340}{0.36826} \quad -0.600 = -5.439 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2700}{0.87046} \quad -1.007 = -3.123 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -151.147 \times 0.0089 = -1341.703$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1341.703}{1.5049} + n \cdot \frac{1351.329}{0.8705} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
fcr	MPa	0.364	0.028	0.032	-2.763	-1.052	16.465	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 425.18\ + 54.84\ + 9.43\ ) \times 0.03 = 14.683\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.683 \times 0.0025 = -36.914\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.914}{1.5049} + n \cdot \frac{-19.432}{0.8705} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
frgb	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.227	-0.005	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	205.961	0.000	36.400	151.147	11.205
T2	0.002635	167.670	19.110	36.400	151.147	11.975
T3	0.002635	151.395	-90.803	36.400	151.147	24.105
T4	0.002635	134.907	-35.128	36.400	151.147	19.692
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008877	659.934	-106.821	145.600	604.588	66.977
avg	0.002219	164.983	-26.705	36.400	151.147	16.744

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.744 \times 0.0089 = -148.64\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-148.64}{1.5049} + n \cdot \frac{149.70}{0.8705} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
frgs	MPa	0.040	0.003	0.003	-0.306	-0.117	1.824	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.3682644 / 27804.0636 \times 0.00284498 = 143.815$

$B = 1 + m = 1 + 143.815 = 144.815$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 143.815 \times 0.12 = -16.199 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.121 + 0.404 + 143.815 \times 0.005 + 143.815 \times 0.014$

$= 4.286$

$P = (1383.68 + 1148.56005) / 2 \times 138.7 \times 64 = 11239094 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1600468.430 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -189002.421 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 95782.074 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10714.076 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.571$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.829$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -7.172$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 2.036$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.129$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.194$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.427$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.121$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fcr2	MPa	2.571	2.829	-7.172	2.036	-6.325	1.648	
fsh2	MPa	-0.129	-0.194	0.427	-0.121	0.377	-0.098	
f2	MPa	2.443	2.635	-6.744	1.916	-5.948	1.550	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.807

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	
계				1.195	19.020	425.176	-1202.254	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.144	-4.999	40.791	-26.190	
4	fal	0.266	0.194	0.216	-0.380	1.128	-2.159	
5	fll	3.192	2.332	2.591	-4.569	13.558	-25.939	
6	fsh	0.114	0.027	0.030	-0.694	-0.129	4.124	
7	fcr	0.566	0.135	0.150	-3.440	-0.641	20.442	
8	frgb	-0.041	-0.036	-0.040	0.001	-0.242	-0.014	
9	frgs	0.048	0.011	0.013	-0.291	-0.054	1.731	
10	f2	2.176	2.474	-5.019	1.424	-4.426	1.152	
계		6.320	5.139	6.281	6.071	475.161	-1229.107	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	19	19	19	0
P_{CT}	(kN)	-534.447	-534.447	1050.033	3308.500	3061.734	3251.906	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	±0.0000
fps	(MPa)	-425.176	-425.176	1081.504	1255.455	1161.816	1233.979	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.2 G2~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.830

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	
계				1.195	19.020	425.176	-1202.254	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.353	-6.545	53.403	-34.286	
4	fal	2.458	1.768	1.965	-3.785	10.135	-21.581	
5	fll	2.481	1.785	1.983	-3.820	10.229	-21.780	
6	fsh	0.096	0.014	0.015	-0.675	-0.213	4.022	
7	fcr	0.401	0.057	0.063	-2.811	-0.885	16.737	
8	frgb	-0.040	-0.035	-0.039	0.002	-0.236	-0.009	
9	frgs	0.044	0.006	0.007	-0.310	-0.098	1.848	
10	f2	2.379	2.588	-6.597	1.873	-5.818	1.516	
계		7.820	6.182	7.945	2.948	491.694	-1255.787	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	19	19	19	0
P_{CT}	(kN)	-534.447	-534.447	1050.033	3308.500	3061.734	3251.906	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	0.00000
fps	(MPa)	-425.176	-425.176	1081.504	1255.455	1161.816	1233.979	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.830

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	
계				1.195	19.020	425.176	-1202.254	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.605	-6.721	54.841	-35.210	
4	fal	2.329	1.660	1.844	-3.738	9.429	-21.362	
5	fll	2.952	2.103	2.337	-4.738	11.950	-27.074	
6	fsh	0.088	0.007	0.008	-0.665	-0.253	3.965	
7	fcr	0.364	0.028	0.032	-2.763	-1.052	16.465	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.227	-0.005	
9	frgs	0.040	0.003	0.003	-0.306	-0.117	1.824	
10	f2	2.443	2.635	-6.744	1.916	-5.948	1.550	
계		8.177	6.402	8.242	2.006	493.799	-1262.101	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	19	19	19	0
P_{CT}	(kN)	-534.447	-534.447	1050.033	3308.500	3061.734	3251.906	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	0.00000
fps	(MPa)	-425.176	-425.176	1081.504	1255.455	1161.816	1233.979	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2484.44	30891	0.3683	34.60
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8088	11.06
프리스트레스 도입직후	-7635.89	30891	0.3328	-117.67
프리스트레스 손실	1042.16	30891	0.8088	6.61
활하중	3217.70	30891	0.8088	20.40

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	3252.54	30891	0.3683	45.30
합성후 고정하중	2709.70	30891	0.8483	17.24
프리스트레스 도입직후	-7635.89	30891	0.3328	-117.67
프리스트레스 손실	1042.16	30891	0.8088	6.61
활하중	2734.70	30891	0.8088	17.34

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_O = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_O = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -117.67) = -40.83 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 34.60 + 11.06 + -111.06)

= 1.68 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -117.67) = -40.83 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 45.30 + 17.24 + -111.06)

= 20.76 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-50.79	-50.79	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-91.62	-91.62	
바닥판 타설 후	-57.02	-46.32	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-37.67	-1.72	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	20.40	17.34	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 20.40 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G4 거더

δv = 17.34 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 16138112.8 N · m

2) 단면 제원

b =	2550.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	1898.6	mm			
Ap1 =	0.0088768	m^2	=	8876.8 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001834

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1819.9 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 276.0 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 276.0 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.124

qp (=0.124) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 35148.33 kN · m

Φ · Mn (=35148.328) > Mu (=16138.113) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18791.881 kN · m

fpe = 23.387 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-18791.881 < Φ · Mn (=35148.328) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G5 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	475.80	3.92
합성전	267.88	1.36
합성후	435.43	31.85
활하중	356.79	17.74

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2299.9 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × $\sqrt{fck}$ × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × $\sqrt{Fck}$ + fpe - fd) = 7225.5 kN · m

fpe = 23.387 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 81.31 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1681.40 kN

- Vci는 0.14$\sqrt{Fck}$ × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 150247.75 kN > 0.14 $\sqrt{fck}$ × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 150247.75 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 9081328 N = 9081.33 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11741065 / 838423 = 14.004 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10672172 × 0.1995 = 2128724.03 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 9081.3 kN

3) øVc = 0.80 × 9081.3 = 7265.1 kN

1/2 øVc = 3,632.531 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	454.52	251.92
합성전	260.52	143.95
합성후	420.13	203.43
활하중	349.61	184.79

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2227.4 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) - 7225.5 kN · m

fpe = 23.387 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 848.89 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1636.51 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 14474.97 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 14474.97 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3866875.00 N = 3866.88 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11741065 / 838423 = 14.004 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10672172 × 0.1995 = 2128724.03 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3866.9 kN

3) øVc = 0.80 × 3866.9 = 3093.5 kN

1/2 øVc = 1,546.750 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	359.15	1442.90
합성전	221.03	854.24
합성후	338.07	1321.80
활하중	311.54	1072.00

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1863.5 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 7225.5 kN · m

fpe = 23.387 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 5133.65 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 359.15 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1396.64 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 2415.96 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 2415.96 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3866875.00 N = 3866.88 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11741065 / 838423 = 14.004 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10672172 × 0.1995 = 2128724.03 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 2416.0 kN

3) øVc = 0.80 × 2416.0 = 1932.8 kN

1/2 øVc = 966.384 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Av = (V_u - ϕV_c) S / (ϕ f_y d)

= (1863.5 - 1932.8) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= - 80.13 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 은도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.080$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.51 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 739500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.08 \times 739500 = 59160$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 59160 / (2.55 \times 0.80)$

$= 0.058$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.207$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.612 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 887400$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.207 \times 887400 = 183691.8$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 183691.8 / (2.55 \times 0.80)$

$= 0.18$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 1179.1 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.903$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

$dp = 2.040 - 0.700 = 1.340$ m $\leq 0.8 \times 2.0 = 1.632$ m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 356.8 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.273 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.903 + 2.15 x 0.273

= 1.761 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.903 + 0.273 + 0.058)

= 1.604 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.058 + 0.180)

= 0.309 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea - 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

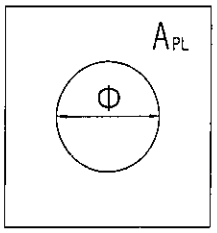
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

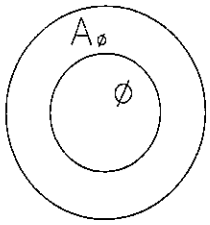
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(m')	AΦ(m')	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/19연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/19연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/19연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,700,000	3,308,500	2,669,752
T3	3,700,000	3,061,734	2,470,627
T4	3,700,000	3,251,906	2,624,084
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{((Ab' / Ab) - 0.2)} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/19연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/19연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/19연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/19연선	3,700,000	0.115	32.2	34.1	O.K
T3	15.2/19연선	3,700,000	0.115	32.2	34.1	O.K
T4	15.2/19연선	3,700,000	0.115	32.2	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/19연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/19연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/19연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/19연선	3,308,500	0.115	28.8	31.7	O.K
T3	15.2/19연선	3,061,734	0.115	26.6	31.7	O.K
T4	15.2/19연선	3,251,906	0.115	28.3	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 11100000 N

1) 파열력 산정

$T_{burst} = 0.25 \times \sum P_o \times \{1 - (a/h)\} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin\alpha)$

$= 0.25 \times 11100000 \times \{1 - (945 / 1800)\}$

$+ 0.5 \times 11100000 \times \sin 0.12467$

$= 2010044.3$ N

2) 보강철근량 산정

$1.2\ T_{burst} = \Phi\ Tn = \Phi\ As\ fy$

Req'd As = $1.2 \times 2010044.26 / (0.8 \times 300.0) = 10050.2$ mm²

e = $1800 / 2 - (0 \times 3 + 510 \times 2 + 510 \times 1) / 3$

= 390 mm

dburst = $0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.12467$

= $0.5 \times (1800 - 2 \times 39.00) + 5 \times 39.00 \times \sin 0.12467$

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 아되다.
(도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm²) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm²

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

$T_{spall} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 2010044.260 = 40200.885$ N

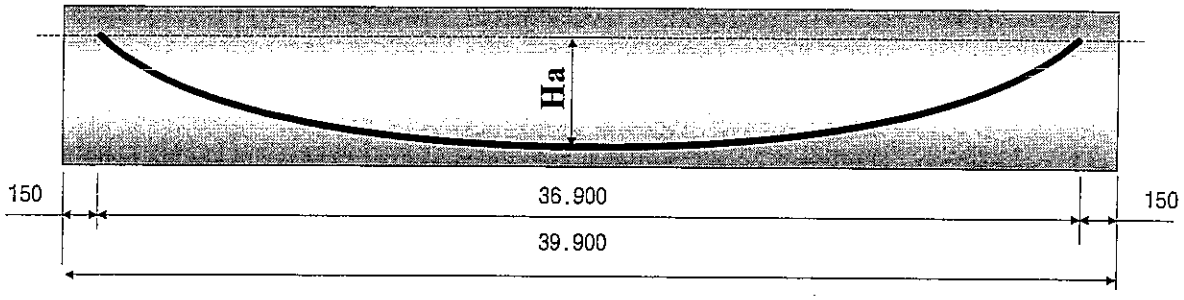
2) 보강철근량 산정

$f_s = 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180$ MPa

$A_s = T_{spall} / f_s = 40200.885 / 180 = 223.338$ mm²

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0026353	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0026353	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0026353	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$\triangle L = (Po + Pnet) \times (Lps/2)/(Ap \times Ep)$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-625.00	-534.45	39.130	-90.233
C2	4	-625.00	-534.45	39.130	-90.233
T1	4	1250.00	1050.03	39.272	232.587
T2	4	3700.00	3308.50	39.219	260.755
T3	1	3700.00	3061.73	39.157	251.179
T4	2	3700.00	3251.91	39.131	258.069
T5	-	-	-	-	-

S2

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

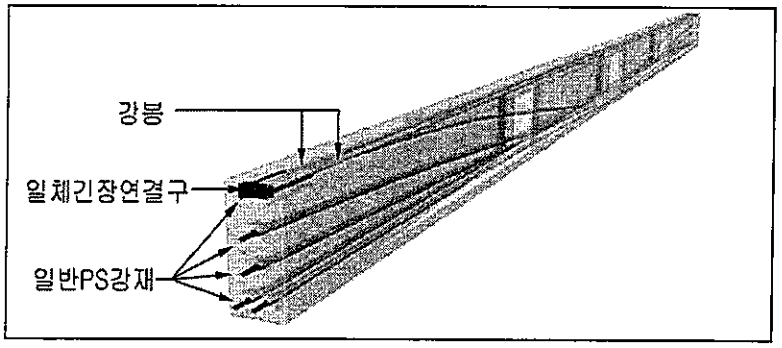
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

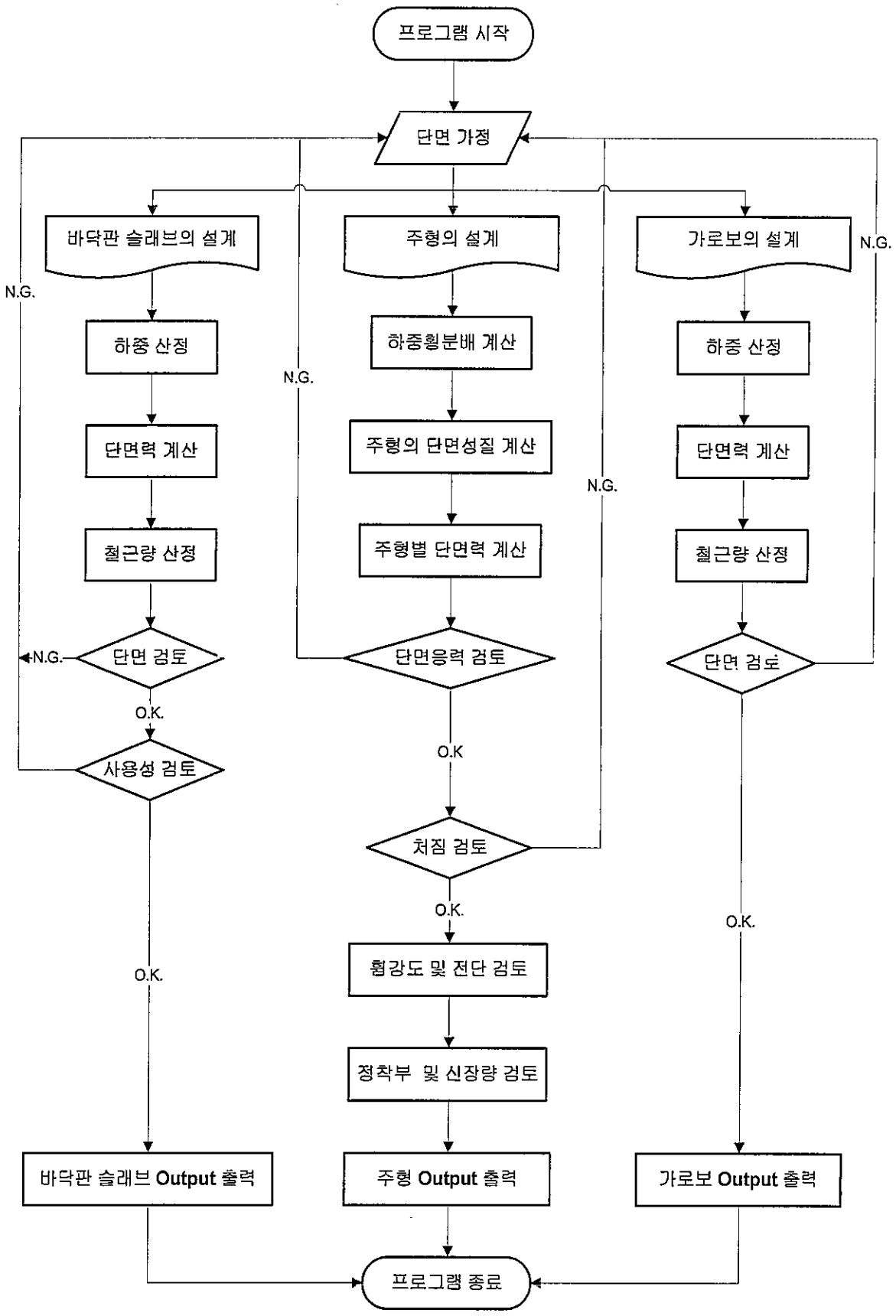
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 상장남교_읍산방향S2
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m

(2) 거 더 전 장 : 39.900 m

(3) 설 계 지 간 : 39.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 12.685 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

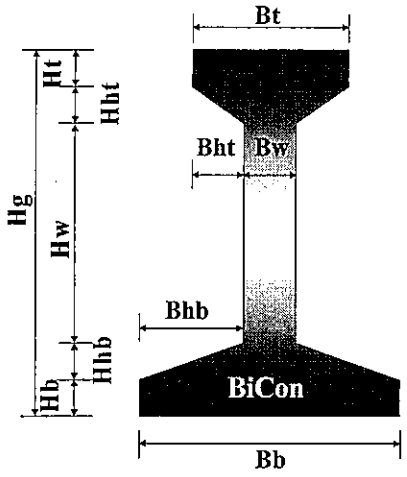
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

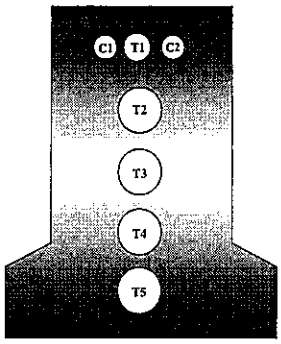
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

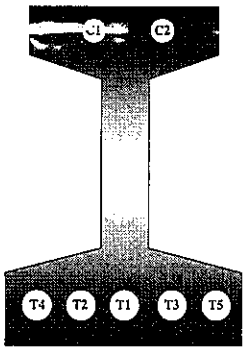
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	19EA	19EA	19EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-625kN	-625kN	1250kN	3700kN	3700kN	3700kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

(1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

(2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.

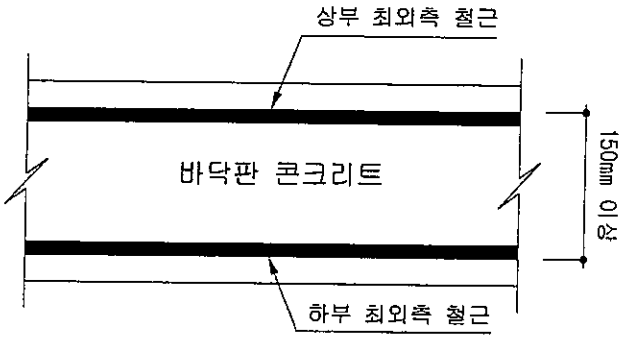
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(4) 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.

(5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

6 ≤ 1.750 m / 0.240 m = 7.292 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.750 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

(10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 켄틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

1.150 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.630 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

(3) 현장타설 되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근하되 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.

4.1.3 사용철근량

(1) 바닥판 슬래브 단면 : 1000 × 240 = 240000 mm^2

(2) 주철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

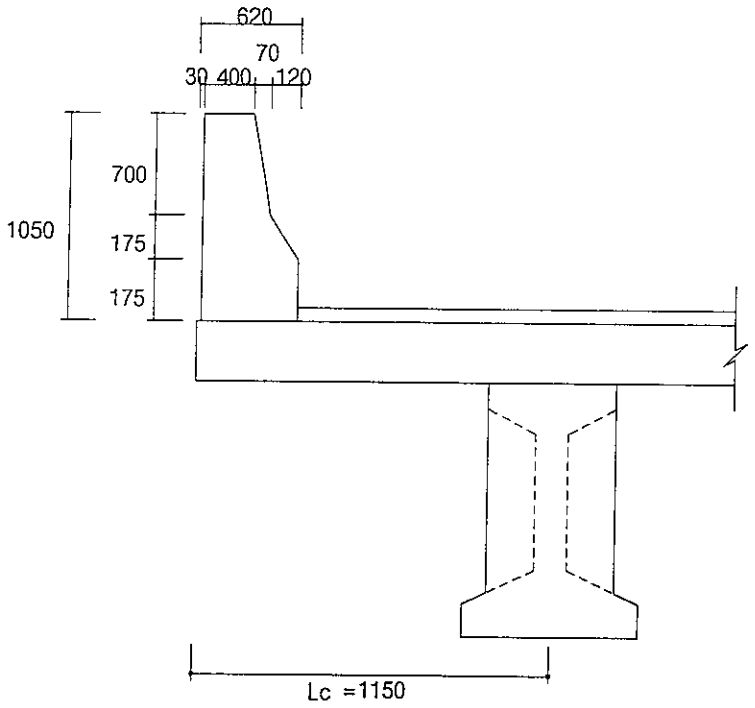
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.000 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 180.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.477	5.974
바닥판	0.180	25.000	4.500	0.375	1.688
포 장	0.007	23.500	0.153	0.065	0.010
방음판			5.000	0.520	2.600
합 계			22.178		10.272

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.140 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) · X · (1 + i)

= (96.000 / 1.140) · 0.000 · (1 + 0.300) = 0.000 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	13.613
활하중 비재하시	0.0030	3170	57.536

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 4.405° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.140) · 0.075 = 6.336 kN

Mcf = 6.336 × 1.800 = 11.405 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.272	
2	활하중	Ml	0.000	
3	풍하중	Mw	13.613	활하중 재하시
			57.536	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	11.405	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	28.180	21.677	
Case 2	88.150	67.808	
Case 3	37.028	35.290	
Case 4	28.180	21.677	
Case 5	35.604	35.290	
Case 6	58.513	45.010	
Case 7	109.369	91.141	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	109.369	
사 용 하 중	91.141	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 109368600.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 109368600.0 = 0 에서

As(req) = 1976.135 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0110

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1976.135

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1976.135 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2634.847

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 153.813 kN · m > Mu = 109.369 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.75 × 1000 / 10 = 75 mm

Tcan (240mm) > Tmin (75mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 91.141 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01627

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.396

j = 1 - (k / 3) = 0.868

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 199.186 MPa

Fsmax (=199.186 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 22 / 2 = 49.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 199.19) - 2.5 × 49.00 = 272.859 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 199.19) = 316.287 mm

Sa는 작은 값인 272.859 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 272.859 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 0.000 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 0 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 1324.010 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 1324.010 mm^2

H 22 @ 250 = 1548.400 mm^2

Σ = 1548.400 mm^2 > 1324.010 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.272	
2	활하중	Ml	0.000	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	13.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			13.354	
Case 2	1.3		1.3		43.687	
Case 3	1.3	2.6		0.65	22.202	
Case 4	1.3	2.6	1.3		43.687	
Case 5	1.2		1.2	1.2	56.661	
적 용					56.661	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 56661000.0 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 4469.000 × 400.000 = 1787600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 77.891 mm , c = 77.891 / β1

= 77.891 / 0.85 = 66.207 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 66.207) / 66.207

= 0.0052

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 56661000.0 = 0 에서

As(req) = 971.531 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0054

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 971.531

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1295.375

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 3952.270

∴ As = 3952.27 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 22 @ 200 = 1935.500

② H 25 @ 200 = 2533.500

Σ = 4469.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

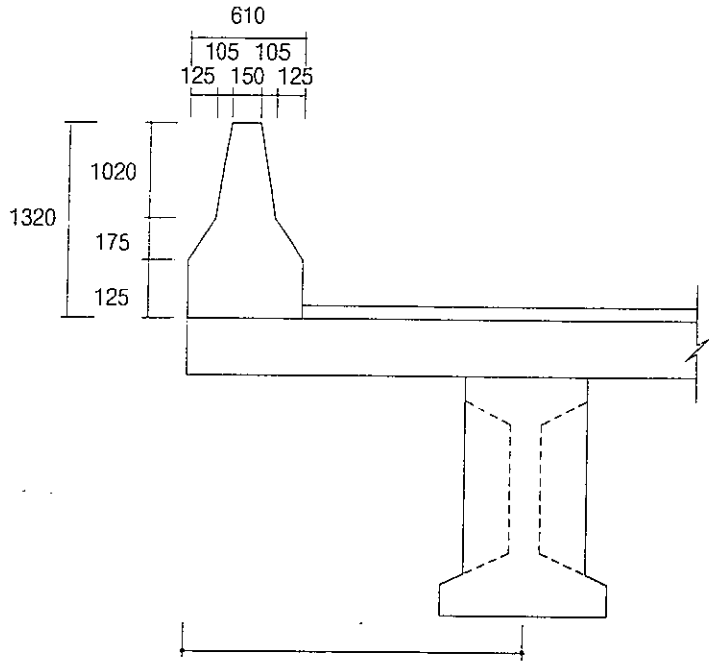
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 214.327 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 77.891 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 214.327 kN · m > Mu = 56.661 kN · m ---------- O.K

4.3 중분대 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = ## × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.00 mm > Tmin = 238.80 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
중분대	0.465	25.000	11.624	0.433	5.028
바닥판	0.269	25.000	6.725	0.310	2.085
포 장	0.026	23.500	0.599	0.310	0.186
방음판			0.000	0.000	0.000
합 계			18.949		7.299

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.308 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) · X · (1 + i)

= (96.000 / 1.308) · 0.210 · (1 + 0.300) = 20.037 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 /60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500.0	0.394
활하중 비재하시	0.0030	805.0	0.423

(5) 휨모멘트 종합

No.	하중 구분		휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	7.299	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	활하중 재하시
			0.423	활하중 비재하시

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.30	2.15				
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30		1.30		
Case 4	1.30	1.30	1.30			
Case 5	1.20		1.20	1.20		

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중		비 고
Case 1	1.00	1.00				
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00		1.00		
Case 4	1.00	1.00	1.00			
Case 5	1.00		1.00	1.00		

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN - m)	사 용 하 중 M (kN - m)	비 고
Case 1	52.568	27.336	
Case 2	39.822	30.632	
Case 3	36.048	27.729	
Case 4	65.869	50.669	
Case 5	37.266	31.055	

④ 적용하중

구 분	M (kN - m)	비 고
계 수 하 중	65.869	
사 용 하 중	50.669	

· 4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 65869306.4 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 65869306.4 = 0 에서

As(req) = 1139.119 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1139.119

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1139.119 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1518.825

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 65.869 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.62 × 1000 / 10 = 62 mm

Tcan (240mm) > Tmin (62mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 50.669 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 193.287 MPa

Fsmax (=193.287 MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 193.29) - 2.5 × 52.00 = 277.425 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 193.29) = 325.940 mm

Sa는 작은 값인 277.425 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 277.425 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 20.037 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 76.43 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 763.210 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 763.210 mm^2

H 19 @ 250 = 1146 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	7.299	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	0.394	
			0.423	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			95.646	
Case 2	1.30		1.30		39.822	
Case 3	1.30	2.60		0.65	61.840	
Case 4	1.30	2.60	1.30		91.917	
Case 5	1.20		1.20	1.20	37.266	
적 용					95.646	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 95646498.2 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2928.500 × 400.000 = 1171400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 51.041 mm , c = 51.041 / β1

= 51.041 / 0.85 = 43.385 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 43.385) / 43.385

= 0.0094

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

$-2.963\ As^2 + 61200\ As - 95646498.165 = 0$ 에서

As(req) = 1703.317 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0095

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1703.317

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2271.089

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2278.238

∴ As = 2278.238 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 2928.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

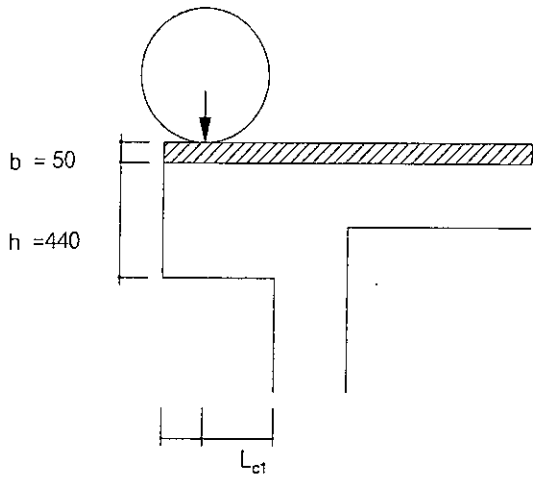
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 153.813 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 51.041 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 153.813 kN · m > Mu = 95.646 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.490 = 0.590 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 2.132 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.028 ≤ 0.300 ∴ i = 0.028

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.490 + 0.98 = 1.152 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 53.106 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 116.950 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : M_u = 116950469.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm), b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm), d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa, f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85, k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1588.800 × 400.000 = 635520.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1

= 27.692 / 0.85 = 23.538 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 23.538) / 23.538

= 0.0286

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 84320 As - 116950469.7 = 0 에서

As(req) = 1462.104 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0059

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1462.104

② As(min) = 868.000 ∴ As = 1462.104 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1949.472

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 16 @ 250 = 794.400

Σ = 1588.800 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

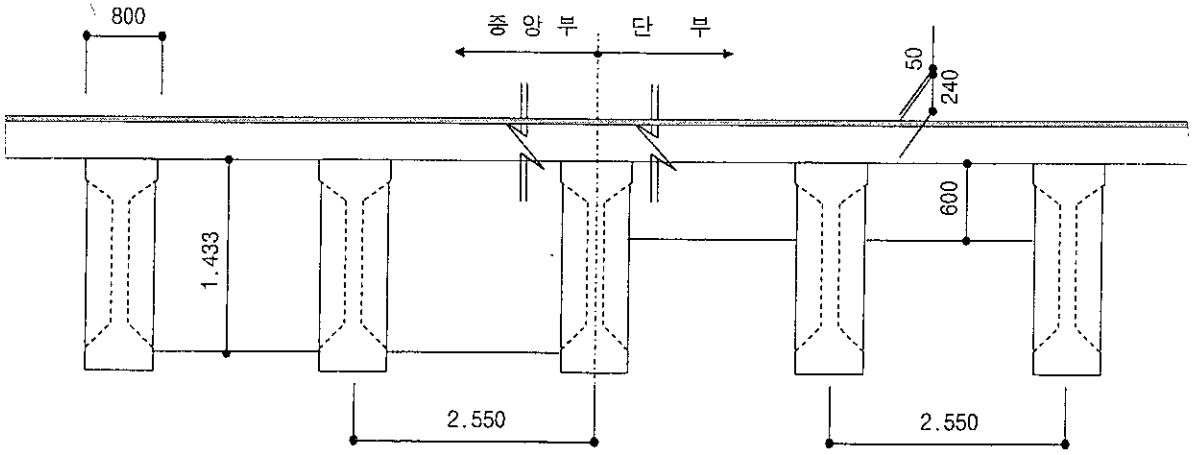
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 126.488 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 27.692 mm

∴ φf · Mn = 126.488 kN · m > Mu = 116.950 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

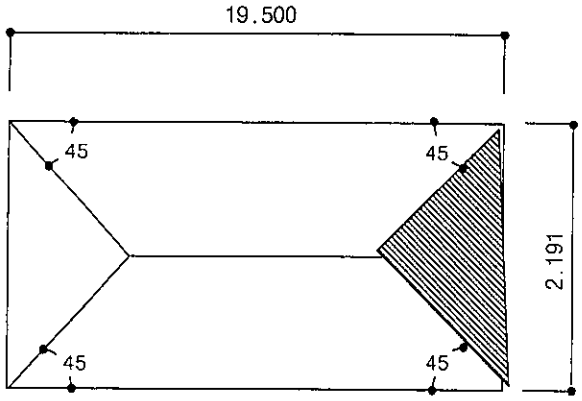
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.550 m

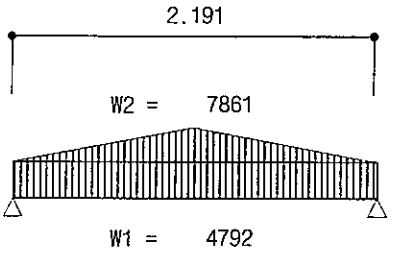
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.550 − 0.800 = 1.750 m

교량사각 : 127.0 ° 가로보 사지간 1.750 ÷ SIN (127.0) = 2.191 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (127.0) = 0.319 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (127.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 4792 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.096 × 2500 + 0.050 × 1.096 × 2350) × 10 = 7861 N/m

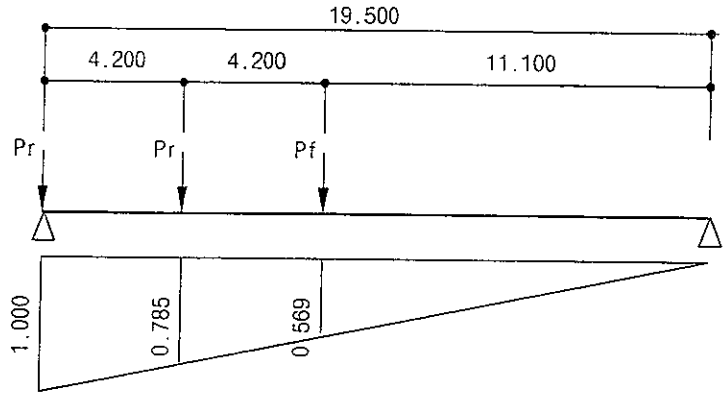
작용 단면력

Rad = 4792 × 2.191 × 1/2 + (2.191 × 7861 × 1/2) × 1/2 = 9557 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{4792 \times 2.191^2}{8} + \frac{7861 \times 2.191^2}{12} = 6022 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



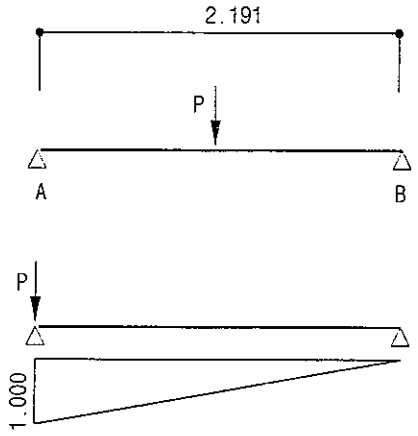
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 \quad < 0.3$$

$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.785\ ) + 18.0 \times 0.569\ )\} \times 1.252 = 173.715\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{173.715 \times 2.191}{4}$$

$$= 95.163 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 173.715 \times 1.000 = 173.715 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

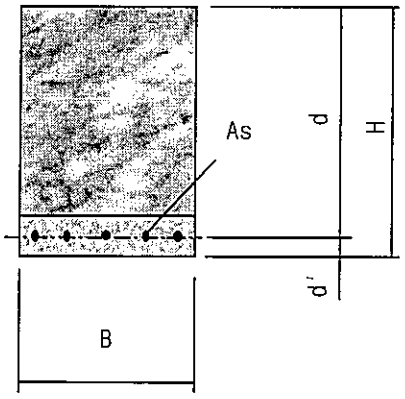
구 분	단 위	단순보에 대한	
		고정하중	활하중
Md	kN · m	6.022	95.163
Vd	kN	9.557	173.715

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 6.022 + 2.150 \times 95.163 = 212.428 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 9.557 + 2.150 \times 173.715 = 385.911 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 212.428 kN · m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm　　d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

$T = As \times fy = 1520.1 \times 300 = 456030$

$C = 0.85 \times fck \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 400 = 9180 \times a$

T = C 이므로, $a = 49.676$ mm , $c = 49.676 / \beta 1$

$= 49.676 / 0.85 = 42.225$ mm

$\varepsilon y = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015$

$\varepsilon t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (770 - 42.225) / 42.225$

$= 0.0517$

$\varepsilon t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.03268 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.167\ As^2 + 196350\ As$

$=$ 212428000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,107.9 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 1,333.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,477.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 385.00 mm > $c = a/0.85$ = 58.44 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 327.25 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b)$ = 49.68 mm

$jd = d - a/2$ = 745.16 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b$ = 456.030 kN , $T = fy\ As$ = 456.030 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 288.844 kN·m > Mu = 212.428 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.191 ÷ 0.770 = 2.846 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 853.555 kN > Su = 385.911 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 213.389 kN < Su = 385.911 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.846}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.846}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 385.911 kN O.K.

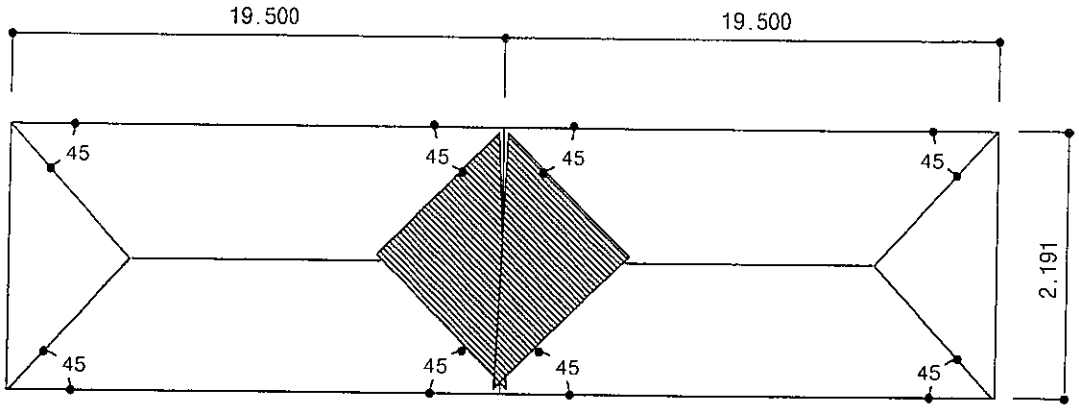
4.4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	1.433 m	주 빔 간 격 :	2.550 m				
빔 폭 :	0.300 m	가로보 순지간 :	2.550	−	0.800	=	1.750 m
교량사각 :	127.0 °	가로보 사지간 :	1.750	÷ SIN (127.0)		=	2.191 m

2)작용하중

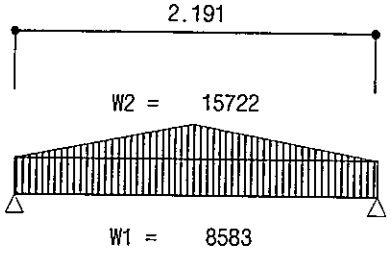
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (127.0) = 0.240 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (127.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 8583 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.191 × 2500 + 0.050 × 2.191 × 2350) × 10 = 15722 N/m



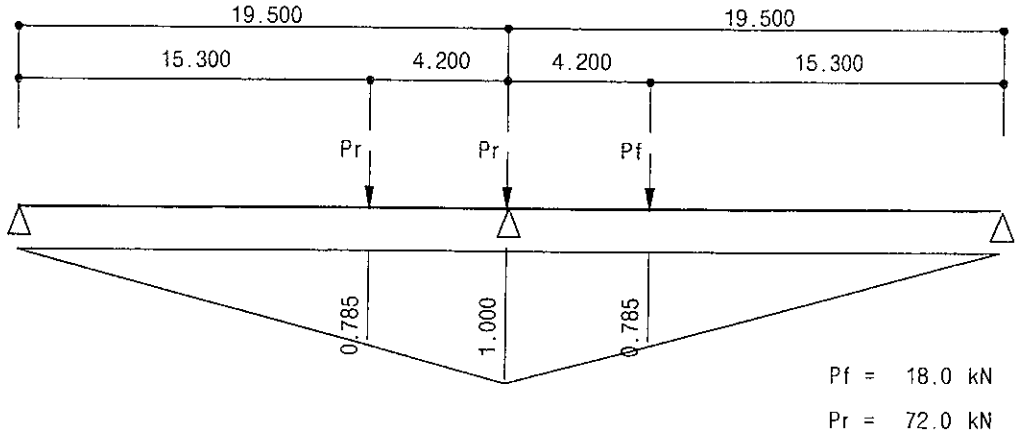
작용 단면력

Rad = 8583 × 2.191 × 1/2 + (2.191 × 15722 × 1/2) × 1/2 = 18016 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{8583 \times 2.191^2}{8} + \frac{15722 \times 2.191^2}{12} = 11442 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

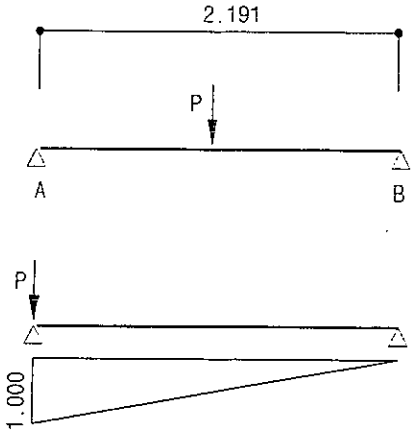
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 \quad < 0.3$$

$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.785\ ) + 18.0 \times 0.785\ )\} \times 1.252 = 178.612\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{178.612 \times 2.191}{4}$$

$$= 97.845 \ kN \cdot m$$

$$RA_l = 178.612 \times 1.000 = 178.612 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

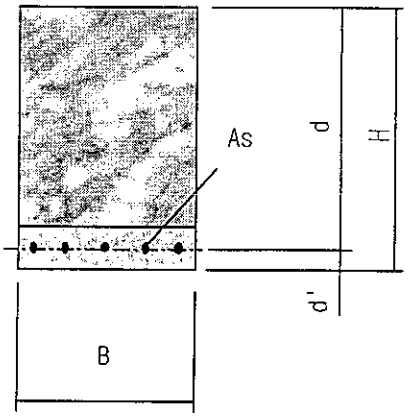
구분	단위	단순보해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	11.442	97.845
Vu	kN	18.016	178.612

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 11.442 + 2.150 \times 97.845 = 225.241 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 18.016 + 2.150 \times 178.612 = 407.437 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 225.241 kN·m

b = 300.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 225241000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 555.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 740.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 225.241 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.191 ÷ 1.603 = 1.367 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 407.437 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 407.437 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.367}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.367}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 407.437 kN O.K.

4.4.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

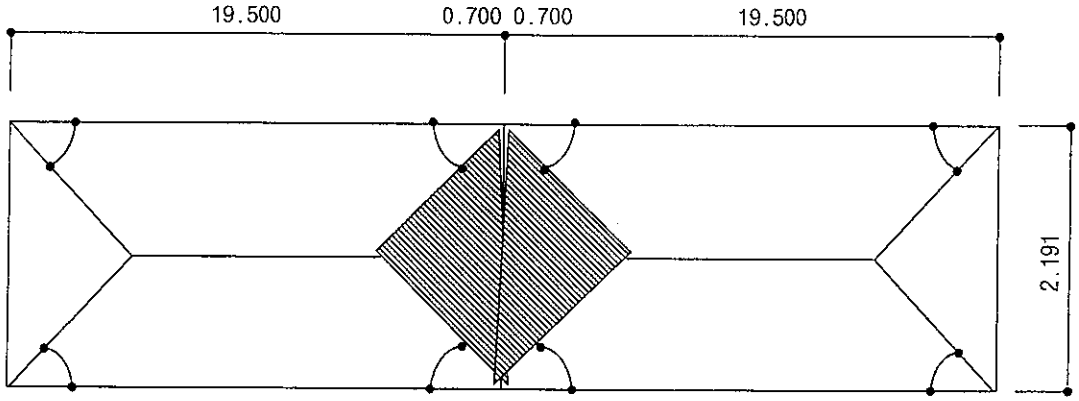
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.550 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.550 − 0.800 = 1.750 m

교량사각 : 127.0 °　　가로보 사지간 : 1.750 ÷ SIN(127.0) = 2.191 m

2)작용하중

(1)고정하중

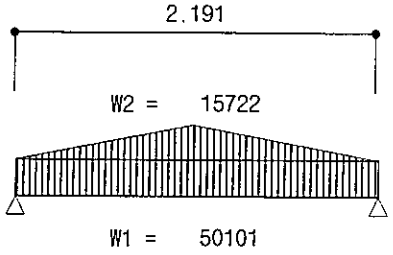


빔　　폭: 1.400 × SIN (127.0) = 1.118 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (127.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 40056 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 2.191 × 2500 + 0.050 × 2.191 × 2350) × 10 = 15722 N/m



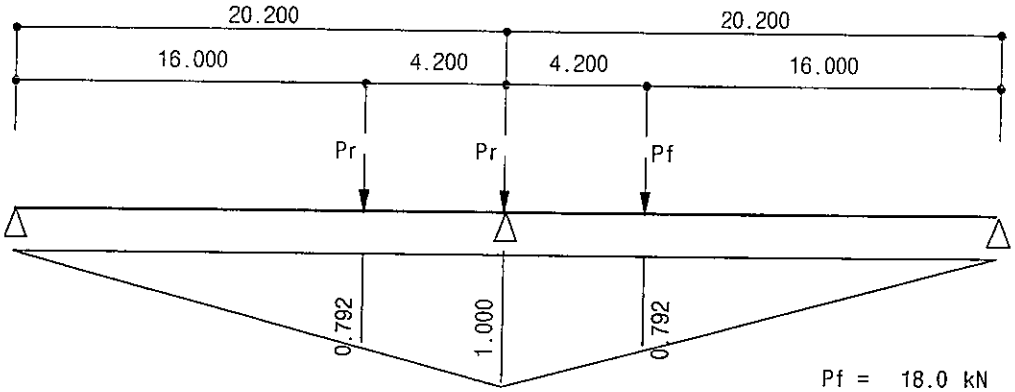
작용 단면력

$$Rad = 50101 \times 2.191 \times 1/2 + (2.191 \times 15722 \times 1/2) \times 1/2 = 63504 \ N$$

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{50101 \times 2.191^2}{8} + \frac{15722 \times 2.191^2}{12} = 36361 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



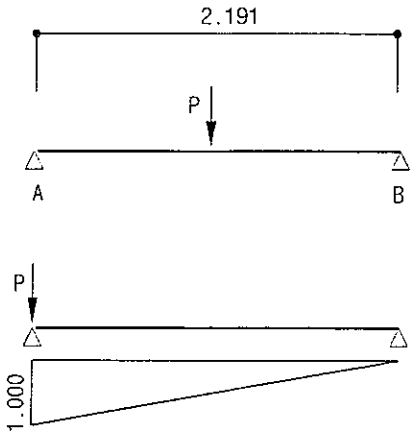
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 20.200} = 0.249 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.792) + 18.0 \times 0.792)\} \times 1.249 = 178.981 \ kN$$

작용 단면력



$$mi = \frac{PL}{4} = \frac{178.981 \times 2.191}{4}$$

$$= 98.047 \ kN \cdot m$$

$$RAI = 178.981 \times 1.000 = 178.981 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구분 및 요소		단순보 해석결과	
		고정하중	활하중
Mc	kN · m	36.361	98.047
Vc	kN	63.504	178.981

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 36.361 + 2.150 \times 98.047 = 258.070 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 63.504 + 2.150 \times 178.981 = 467.364 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 258.070 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -1.190 As^2 + 408765 As

= 258070000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 632.5 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 9,717.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 843.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1595.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 258.070 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.191 ÷ 1.603 = 1.367 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 467.364 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 467.364 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sv$ = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sh$ = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.367}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.367}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

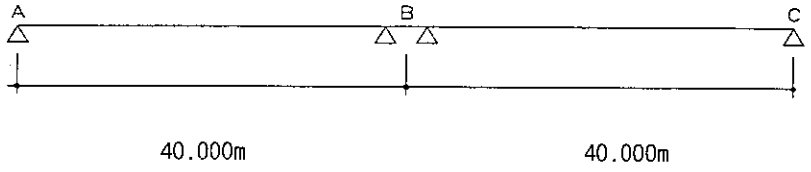
∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 467.364 kN O.K.

4.6 2경간 연속부 검토

1차 사하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM 에서 홉수
2차 사하중 : 활하중 및 포장, 난간 기타
본 계산에서는 2차 사하중에 의해 발생하는 부모멘트에 의하여 설계한다.

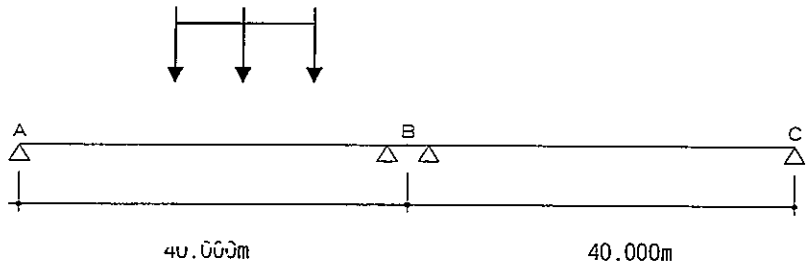
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (40.000 + 40.000 = 80.000)

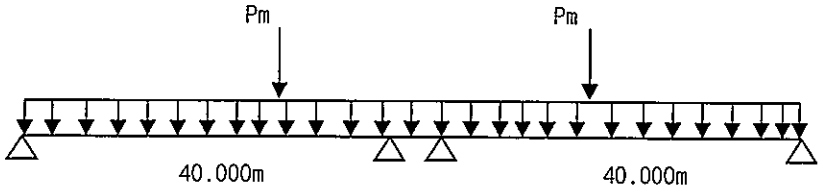


(2) 활하중(도로교설계기준, 2005, p.7)

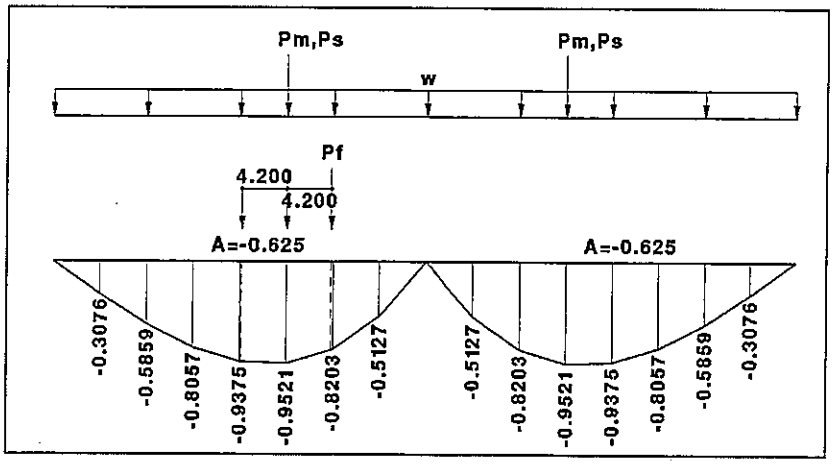
- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)



- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 영향선 (2경간 연속)



(4) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 40.000)$$
$$= 0.188 \leq 0.3$$

(5) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.750	1	25.000	18.750	
포 장	0.570	1	23.500	13.389	
중분대	0.421	1	25.000	10.525	
방음판		1		6.000	
가드펜스		1		0.176	
합 계				48.840	

- 계산서 횡분배 계수를 적용하여 각거더에 분배하여 모델링에 재하

$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$
$= (0.625 + 0.625) \times 0.1 \times 48.840 \times 1600.000$
$= 9768.025 \quad kN \cdot m$

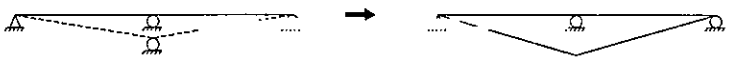
(6) 지점침하 (가정 지점침하량 : 10 mm)

1) Case 1



Mu = 197.39 kN · m

2) Case 2



Mu = 394.77 kN · m

3) Case 3



Mu = 197.39 kN · m

$\therefore Md_max = 394.770 \times 5 ea = 1973.85 \quad kN \cdot m$

(7) 활하중에 의한 부재력 산정

1) 보도부 군중하중

보도부에 0.005MPa의 등분포하중을 재하한다.

0.005 × 6000 × 3000 = 90 kN · m

2) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.000 × 3 차선 = 576.000 kN

② Pf = 48.0 × 1.000 × 3 차선 = 144.000 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(0.820 - 0.513) / 5.000 } × -0.80 = 0.826

Pr = 0.9521

Pr = 0.938 + {(0.952 - 0.938) / 5.000 } × -0.80 = 0.936

ML = { 576.000 × (0.9521 + 0.936)} × 0.1 × 40.000 +
(144.000 × 0.826) × 0.1 × 40.000

= 4825.299 kN · m

∴ 3 차로 이상 감소율 적용 : 90 %

ML = 4825.299 × 0.900 = 4342.77 kN · m

3) DL 24

① W = 12.7 × ##### × 3 차선 = 38.100 kN

② Pm = 108 × ##### × 3 차선 = 324.000 kN

ML = { 38.100 × (0.625 + 0.625)} × 0.1 × 1600.000 +
{ 324.000 × (0.952 + 0.952)} × 0.1 × 40.000

= 10087.584 kN · m

∴ 3 차로 이상 감소율 적용 : 90 %

ML = 10087.584 × 0.900 = 9078.83 kN · m

(8) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (☞ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φs, t' = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\Phi s\,(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(\,t - t'\,)$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (\,1 - 0.01 \times RH\,) / 0.10\sqrt[3]{h}$

$= 1.459$

여기서, $h = (\,2 \times Ac\,) / u$

$= (2\times(교폭\times슬래브두께))/(2\times(교폭+슬래브두께)-거더개수\times거더상부폭)$

$= \{\,2 \times 12725 \times 240\,\} / \{\,2 \times 12725 + 240\,) - 5 \times 800\,\} = 279$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta(t') = 1 / \{\,0.1 + (t')^{0.2}\,\} = 1 / (\,15\,)^{0.2}\,\} = 0.55$

$\beta_c(t-t') = [\,(t-t') / \{\,\beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5\,[\,1 + (0.012\,RH)^{18}\,]h + 250$

$= 1.5\,[\,1 + (0.70)^{18}\,] \times 279 + 250$

$= 687$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.459 \times 2.84 \times 0 = 2.279$

$\therefore\ \Phi_s(t,\,t') = \Phi_0 \times \beta_c(\,t - t'\,)$

$= 2.279 \times 1$

$= 2.279$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10 \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서, h = (2 × Ac) / u

= (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더갯수)

= (× 9E+05 × 5) / (6456 × 5) = 270

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 2.425

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8$ 40 + 8 = 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 270 + 250$

= 673 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.464 \times 2.425 \times 0.3$ = 1.388

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

= 1.388 × = 1.388

2) 건조수축율 (ε_{sh}) (☞ 도.설 4.2.3.4)

① 바닥판의 건조수축 계수 (ts = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc} (9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$

$= [160 + 10 \beta_{sc} (35 / 10))] \times 10^{-6}$

= 0.000435

여기서, β_{sc} = 5 ; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3]$: 40% ≤ RH 99%

$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$

= -1.02

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t - t_s)} / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

= 279

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.000435 \times -1.01$ = -0.000443

∴ $\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t- t_s)$

= -0.000443 × 1 = -0.000443

② Beam의 건조수축 계수 (ts = 90일, t = ∞일, RH = 70%)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc} (9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$

$= [160 + 10 \beta_{sc} (9 - (48 / 10))] \times 10^{-6}$

$= 0.00037$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3]$: $40\% \leq RH \leq 99\%$

$= -1.55 \times [1 \ 70 / 100)^3]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{}(t - t_s) / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 270$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$

$\therefore \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$= -0.000377 \times 1$

$= -0.000377$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.279	1.388	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2550 mm (5.4 바닥판 합성단면)

강선도심까지 거리 : 620 mm (5.2 순단면)

거더상연까지 거리 : 615 mm (5.4 바닥판 합성단면)

슬래브중심까지 거리 : 615 + 240 / 2 = 735 mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443

Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : 2550 × 240 = 612000 mm^2

$P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 6E+05 = 1123059 N

$M_c = P_c \times y_c$ = 1123059 × 735 = 825448365 N · mm = 825.448 kN · m

M_c = 1.786 × 825.448 = 1474.015 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 > 1600 × 1018 = 1303552 N

w = (8 × P × e) / ℓ^2

= (8 × 5 × 1303552 × 620) / 40900 ²

= 19.326 N/mm 19.326 kN/m

따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

∴ Mps = W × ℓ^2 / 8 = 4041.091 kN · m

* 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\varnothing})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 4041.091 kN · m

$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_1$ 2.279 - 1.388 = 0.891

$= (2585.6 - 4041.091) \times (1 - e^{-0.916}) = 858.383$ kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	1474.015	858.383

(7) 부재력의 합계

$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8$ (단 $\sum Mu \geq 0.9M$) (도로교설계기준 2010 p.4-188)

여기서, $\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$w = R / a$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$\sum Mu$ = 1.3 × 9768.0 + 2.15 × 9168.8 = 32411.4 kN · m

= (1.3 × 9768.0 + 2.15 × 9168.8) - 3086.392 = 29325.0 kN · m

∴ Mu = 29325.0 / 12.725 = 2304.5 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 9768.0 + 1.3 × 9168.8 + 1.3 × 4306.2 = 30216.0 kN · m

= (1.3 × 9768.0 + 1.3 × 9168.8 + 1.3 × 4306.2) - 3086.392

= 27129.6 kN · m

∴ Mu = 30216.0 / 12.725 = 2374.5 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 2374.540 kN · m / m

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 2374540475.071 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 1673.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 1543.0 (mm) , d' = 130.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 계 수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a/2)

-2.963 As^2 + 524620 As -2374540475.071 = 0 에서

As(req) = 4648.238 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0030

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 4648.238

② As(min) = 5400.500 ∴ As = 5400.50 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 6197.651

(3) 사용 철근량

1 단 배근 철근간격: 125 N = 16

① H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

② H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

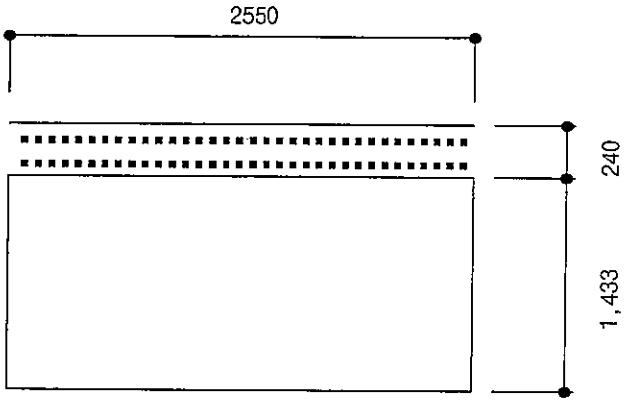
∑ = 6193.600 mm^2 O.K

(4) 설계휨강도

φf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 3135.625 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ φf Mn = 3135.625 kN · m > Mu = 2374.540 kN · m O.K



4.6.3 주장율 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축 방향 철근 배근
* 주장율 : 0.0035 mm/mm^2 이상 (주장율 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)
* Ac = 1000 × 240 = 240,000 mm^2
* As' = 240000 × 0.015 = 3600.0 mm^2
* 사용 철근량

위 치	직 경	간 격(mm)	면 적(mm^2)	갯 수(EA)	총 면 적(mm^2)
1 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
2 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
			Σ	16	6193.600

* As = 6193.600 mm^2 > 3600.0 mm^2 O.K
* 철근직경 = 22.20 mm
* 주 장 율 = π×22.20×16/240000 = 0.0046 > 0.0035 mm/mm^2 O.K

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 1481.09 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 1673.00mm d = 1543.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0040

np = 0.03322

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

= 0.22666

j = 1 - k / 3 = 0.9244

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 167.645 MPa

As-use : H 22 @ 125 = 3096.80 철근간격= 125.00mm (2 단 배근)

H 22 @ 125 = 3096.80 N = 16

d_c = 60.00mm (슬래브 상면피복) n = 8

R = 1.35 (슬래브)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = z - Hn / 2

= 49 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / Fsmax) -2.5 Cc

= 347.243 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 375.794 mm

Sa는 작은 값인 347.243 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 347.243 mm) O.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

Tmin = L/28 지간 = 1.75m

= 0.063

= 62.50mm < Tuse = 1673.00cm

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

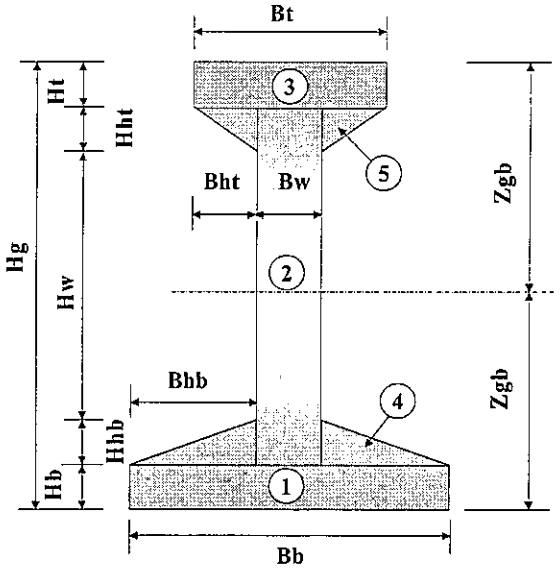
M_L = 229.221 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 25.946 MPa < 150 MPa

O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

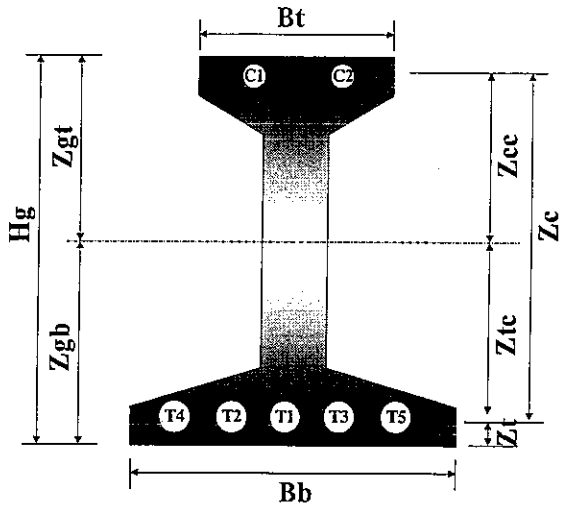


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
∑ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.348084 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

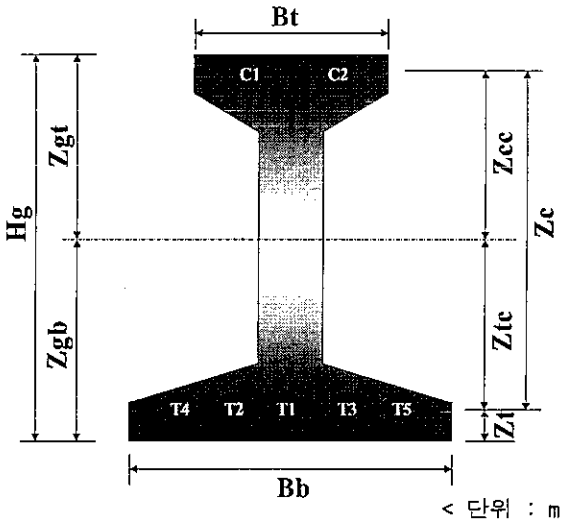
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.332823 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² = 2.513E-07 m⁴

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z²	Io
T1	7	0.00097	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	19	0.00264	0.125	0.00033	0.00004	5.527E-07
T3	19	0.00264	0.125	0.00033	0.00004	5.527E-07
T4	19	0.00264	0.125	0.00033	0.00004	5.527E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00888	0.1414	0.00126	0.00020	1.733E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 2.1189E-05 m⁴

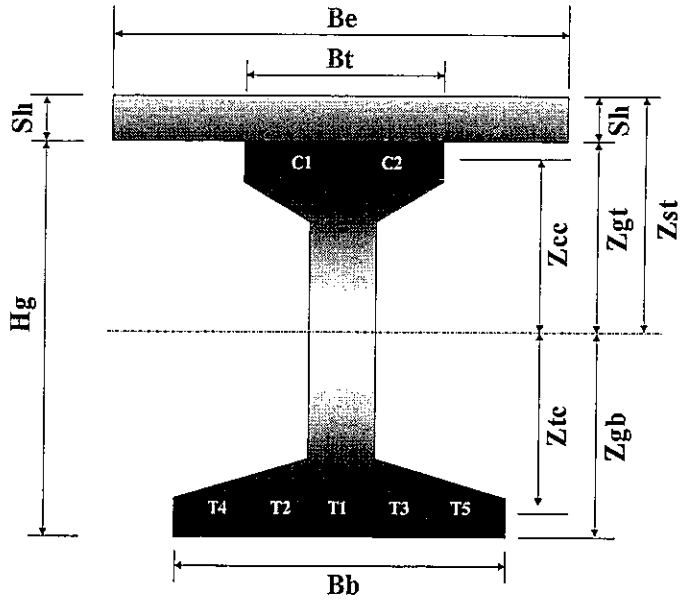
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05747	0.141	0.00813	0.00115	1.372E-04
Σ		0.91217	0.741	0.67595	0.53621	0.332962

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.741042 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.058958 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.933958 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.599635 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.368264 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.056 m

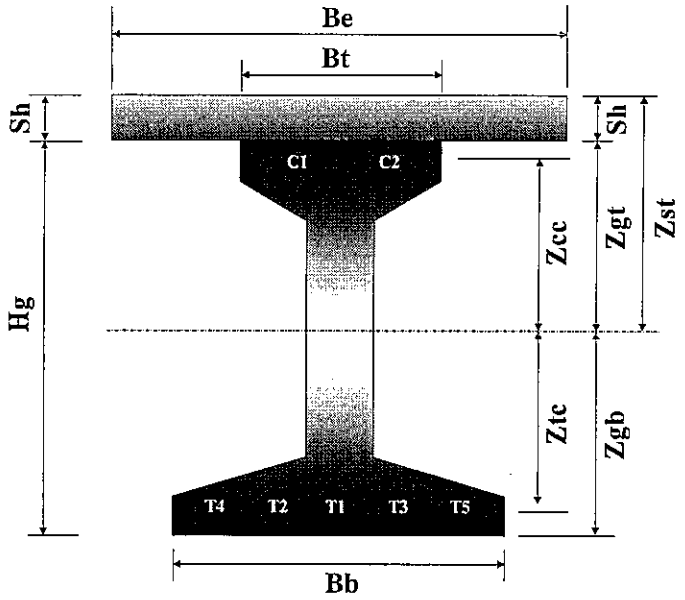
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.306	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.496	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.231	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.231	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.91217	0.741	0.67595	0.50091	0.368264
바닥판	0.900	0.48190	1.920	0.92524	1.77646	0.002313
Σ		1.39406	1.149	1.60119	2.27737	0.370577

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.148581 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.651419 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.526419 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.007175 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.891419 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.808848 m⁴

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

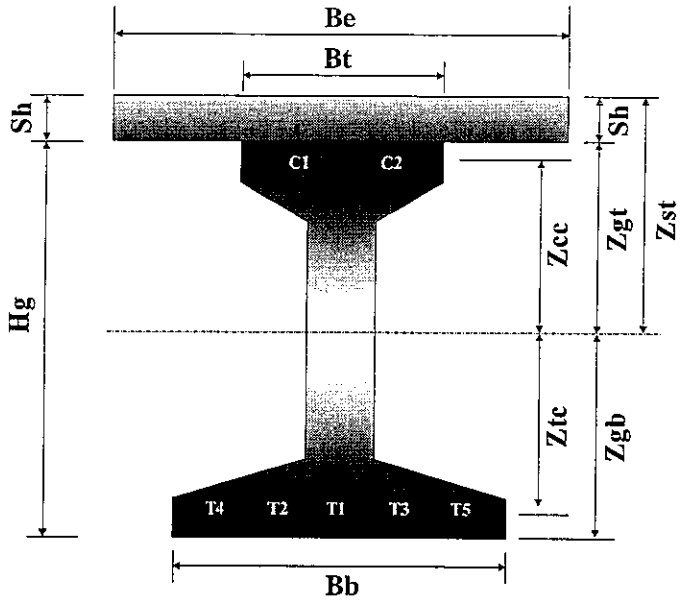
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.550	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.550	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.91217	0.741	0.67595	0.50091	0.368264
바닥판	0.900	0.55080	1.920	1.05754	2.03047	0.002644
Σ		1.46297	1.185	1.73349	2.53138	0.370908

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.184914 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.615086 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.490086 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.043508 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.855086 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb' 0.848251 m^4

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.569 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.819	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	3.009	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.744	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.744	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.91217	0.741	0.67595	0.50091	0.368264
바닥판	0.900	0.59270	1.920	1.13799	2.18494	0.002845
Σ		1.50487	1.205	1.81395	2.68585	0.371109

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.205383 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.594617 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.469617 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.063976 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.834617 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = Σ Io + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.870465 m⁴

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.91217	0.368264		1.059	-0.741	0.934	-0.600
바닥판 합성단면	1.39406	0.808848	0.891	0.651	-1.149	0.526	-1.007

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.91217	0.368264		1.059	-0.741	0.934	-0.600
바닥판 합성단면	1.46297	0.848251	0.855	0.615	-1.185	0.490	-1.044

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.91217	0.368264		1.059	-0.741	0.934	-0.600
바닥판 합성단면	1.50487	0.870465	0.835	0.595	-1.205	0.470	-1.064

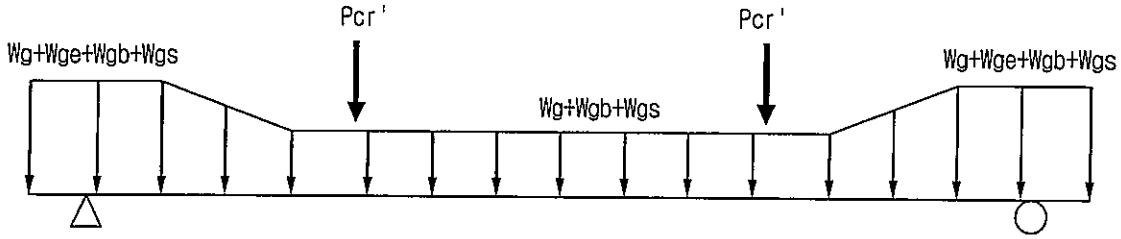
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1	×	25000 × 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA	×	19 EA	=	628	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.231 × 25000 = 13386 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.550 × 25000 = 15300 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.744 × 25000 = 16464 N/m

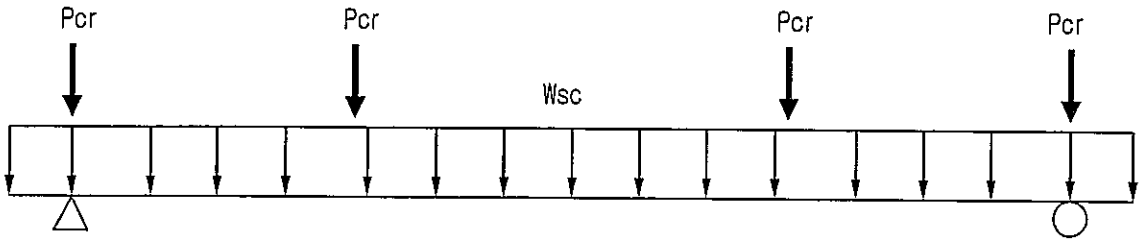
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.28 × 25000 = 13706 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.55 × 25000 = 27413 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.28 × 25000 = 13706 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.729 × 25000 = 18218 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 중분대(우) : A × w = 0.421 × 25000 = 10531 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/㎡

(4) 기타 하중

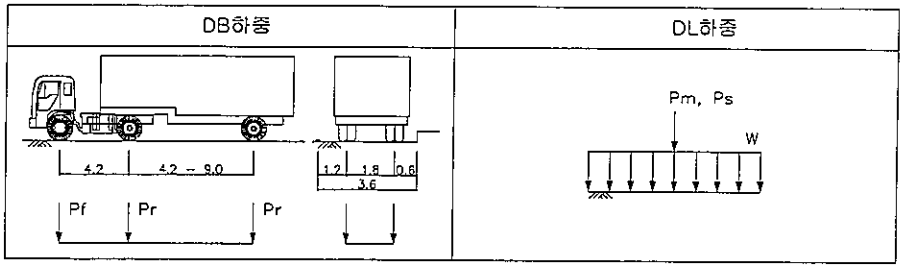
	위치	하중크기
1) 방음벽(좌)	0.260m	5000N/m
2) 내측풍하중1	-3.695m	12075N/m
3) 내측풍하중2	4.255m	-12075N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.845295	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.023543	0.003911
요소 중심간격(V)	2.550	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 6.313m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 9947.283

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.686$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 118.704

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.148$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

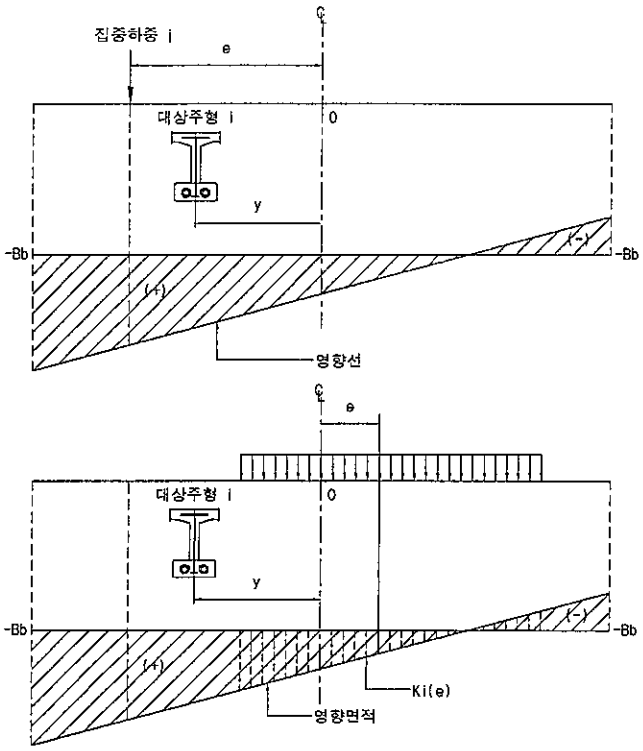
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 5.357	G2 2.806	G3 0.257	G4 -2.293	G5 -4.844	합계 (∑)
-1.00×Bb	-6.312	-0.065	-0.035	0.056	0.293	0.751	1.000
-0.75×Bb	-4.734	-0.038	0.023	0.130	0.318	0.567	1.000
-0.50×Bb	-3.156	-0.008	0.083	0.202	0.335	0.388	1.000
-0.25×Bb	-1.578	0.036	0.149	0.266	0.311	0.238	1.000
0.00×Bb	0.000	0.106	0.222	0.300	0.243	0.129	1.000
0.25×Bb	1.578	0.212	0.291	0.275	0.167	0.056	1.000
0.50×Bb	3.156	0.358	0.327	0.211	0.096	0.008	1.000
0.75×Bb	4.734	0.532	0.318	0.139	0.034	-0.024	1.000
1.00×Bb	6.312	0.702	0.296	0.071	-0.020	-0.049	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.357	G2 2.806	G3 0.257	G4 -2.293	G5 -4.844	합계 (∑)
방호벽(좌)	6.000	0.669	0.300	0.084	-0.009	-0.044	1.000
중분대(우)	-6.008	-0.059	-0.024	0.070	0.298	0.715	1.000
콘크리트포장	-0.075	1.906	2.234	2.415	2.426	2.275	11.255
방음벽(좌)	6.052	0.674	0.299	0.082	-0.011	-0.045	1.000
내측풍하중1	10.007	1.134	0.236	-0.099	-0.156	-0.115	1.000
내측풍하중2	2.057	0.252	0.307	0.257	0.144	0.039	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.357	G2 2.806	G3 0.257	G4 -2.293	G5 -4.844	합계 (∑)
DB1	4.052	0.914	0.642	0.340	0.122	-0.019	2.000
DB2	1.052	0.358	0.532	0.562	0.385	0.163	2.000
DB3	-1.948	0.056	0.268	0.497	0.626	0.553	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.357	G2 2.806	G3 0.257	G4 -2.293	G5 -4.844	합계 (∑)
DL1	4.052	0.455	0.326	0.170	0.060	-0.011	1.000
DL2	1.052	0.172	0.269	0.290	0.192	0.077	1.000
DL3	-1.948	0.024	0.133	0.252	0.322	0.270	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	0.914	0.642	0.340	0.122	-0.019	2.000
DB2	0.358	0.532	0.562	0.385	0.163	2.000
DB3	0.056	0.268	0.497	0.626	0.553	2.000
DB12	1.271	1.175	0.902	0.507	0.144	4.000
DB13	0.969	0.910	0.838	0.748	0.534	4.000
DB23	0.413	0.800	1.059	1.011	0.716	4.000
DB123	1.194	1.299	1.260	1.020	0.628	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.455	0.326	0.170	0.060	-0.011	1.000
DL2	0.172	0.269	0.290	0.192	0.077	1.000
DL3	0.024	0.133	0.252	0.322	0.270	1.000
DL12	0.628	0.595	0.460	0.252	0.066	2.000
DL13	0.479	0.458	0.422	0.382	0.259	2.000
DL23	0.196	0.402	0.541	0.514	0.347	2.000
DL123	0.586	0.655	0.640	0.516	0.302	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2755.2	3252.5	3340.1	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	3129.8	2701.5	2694.8		
DB 활하중	2999.4	2734.9	3417.3		
DL 활하중	2808.9	2533.3	3199.6	바닥판 합성단면	
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	2999.4	2734.9	3417.3		
합 계	13224.5	13029.0	13792.3		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	267.9	312.1	327.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	436.1	222.7	261.2		
DB 활하중	356.5	389.4	402.4		
DL 활하중	330.2	346.6	375.7	바닥판 합성단면	
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	356.5	389.4	402.4		
합 계	1536.2	1399.9	1467.3		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	287.610	346.354	346.354	346.354	349.016	
합성후	461.556	228.320	100.552	73.460	73.230	
ADD	1242.368	1067.875	940.107	913.016	915.448	
DB1	245.452	197.388	114.243	52.954	11.305	
DB2	114.130	158.051	161.701	120.757	65.593	
DB3	31.732	86.311	147.682	179.836	168.374	
DB12	359.265	355.431	275.613	173.124	72.431	
DB13	276.868	283.691	261.594	232.202	175.211	
DB23	145.862	244.363	309.386	300.616	233.972	
DB123	351.918	397.567	380.959	317.663	216.710	
DL1	230.717	178.020	102.748	49.933	12.202	
DL2	108.190	140.901	142.421	107.586	64.113	
DL3	31.060	77.346	129.685	158.959	162.484	
DL12	338.488	318.878	244.735	156.813	71.410	
DL13	261.367	255.356	231.999	208.153	169.771	
DL23	139.253	218.253	272.146	266.558	226.645	
DL123	332.624	356.629	336.970	284.183	210.522	
ENV	359.265	397.567	380.959	317.663	233.972	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1601.634	1465.442	1321.066	1230.679	1149.420	

8.3.2 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	287.61	346.354	346.354	346.354	349.016	
합성후	492.322	195.084	103.002	71.131	75.581	
ADD	1273.134	1034.639	942.558	910.686	917.799	
DB1	251.621	189.115	114.646	46.828	10.615	
DB2	117.963	157.718	161.842	117.639	63.175	
DB3	33.341	90.709	147.773	182.741	163.637	
DB12	369.204	346.781	276.176	163.671	69.385	
DB13	284.583	279.772	262.107	228.772	169.847	
DB23	151.304	248.428	309.618	300.403	226.817	
DB123	362.311	393.738	381.548	311.769	209.706	
DL1	241.206	166.65	103.137	43.263	11.613	
DL2	113.608	139.595	142.531	104.543	61.085	
DL3	32.782	81.966	130.006	163.508	155.185	
DL12	354.313	306.144	245.273	146.802	67.963	
DL13	273.498	248.548	232.747	205.733	162.053	
DL23	146.393	221.569	272.576	268.066	216.316	
DL123	348.418	349.325	337.743	279.269	200.849	
ENV	369.204	393.738	381.548	311.769	226.817	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(Σ)	1642.339	1428.377	1324.106	1222.455	1144.616	

8.3.3 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	287.610	346.354	346.354	346.354	349.016	
합성후	461.556	228.320	100.552	73.460	73.230	
ADD	1242.368	1067.875	940.107	913.016	915.448	
DB1	8.499	37.717	107.249	189.401	276.649	
DB2	47.653	104.228	157.606	169.144	138.046	
DB3	142.656	172.938	153.582	103.104	47.645	
DB12	43.308	139.453	263.913	358.374	413.510	
DB13	138.316	208.185	259.890	292.332	323.085	
DB23	190.286	277.163	311.188	272.267	185.672	
DB123	167.378	281.156	375.748	415.329	415.025	
DL1	9.347	35.879	97.232	165.630	265.991	
DL2	46.087	93.092	138.369	149.300	133.679	
DL3	134.876	154.884	135.152	92.550	46.763	
DL12	43.240	126.116	234.540	314.707	398.304	
DL13	132.026	187.902	231.288	257.949	311.385	
DL23	180.960	247.970	273.485	241.843	180.439	
DL123	160.285	252.870	332.691	366.512	400.555	
ENV	190.286	281.156	375.748	415.329	415.025	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1432.654	1349.031	1315.855	1328.345	1330.473	

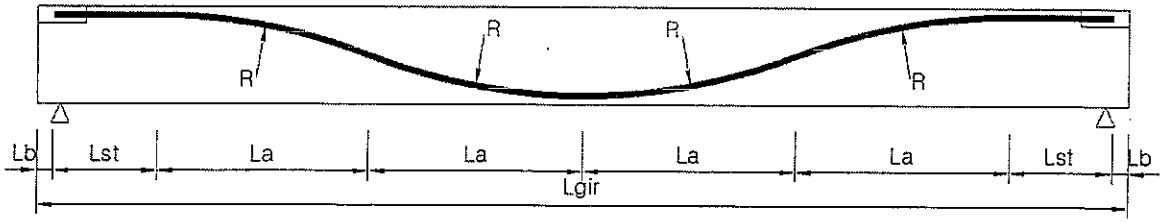
8.3.4 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	287.61	346.354	346.354	346.354	349.016	
합성후	492.322	195.084	103.002	71.131	75.581	
ADD	1273.134	1034.639	942.558	910.686	917.799	
DB1	9.06	43.338	107.089	198.587	270.198	
DB2	49.749	107.755	157.736	170.24	133.884	
DB3	147.1	170.888	153.744	98.981	45.737	
DB12	45.778	149.225	263.817	368.837	403.088	
DB13	143.133	212.381	259.826	297.575	314.917	
DB23	196.826	278.641	311.48	269.239	179.603	
DB123	173.6	288.106	375.807	421.034	403.928	
DL1	9.813	41.981	97.152	178.011	254.805	
DL2	48.547	96.642	138.689	151.571	127.565	
DL3	141.499	151.37	135.226	88.275	44.526	
DL12	45.72	136.56	234.669	329.57	381.225	
DL13	138.669	191.281	231.171	266.268	298.182	
DL23	190.043	248.004	273.879	239.84	172.087	
DL123	168.475	259.107	332.874	376.043	383.17	
ENV	196.826	288.106	375.807	421.034	403.928	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1469.96	1322.745	1318.365	1331.72	1321.727	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

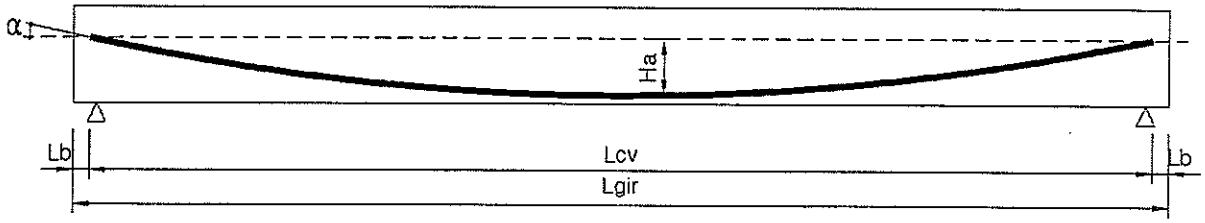
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 199967 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 181107 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

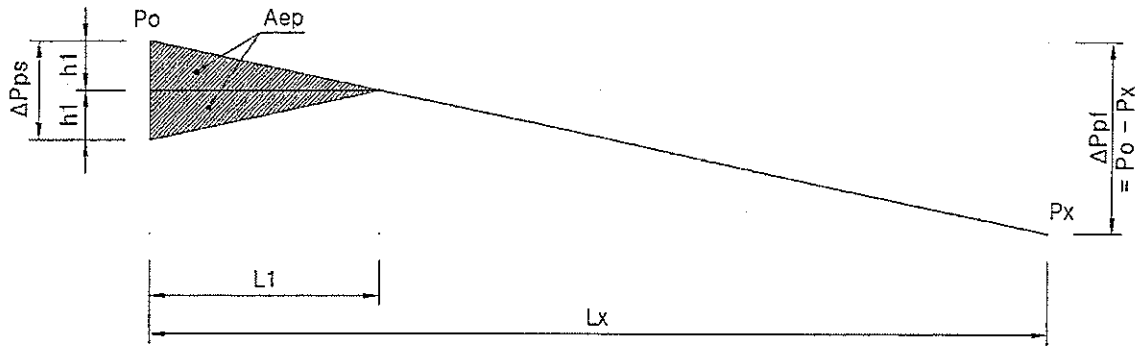
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	441862
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	398972
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	355521
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep/p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 − Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4628	1508400	18.053	167109	0
C2	19.565	4628	1508400	18.053	167109	0
T1	19.636	10184	1165080	10.696	217851	0
T2	19.610	22533	3162360	11.847	533881	0
T3	19.579	20378	3162360	12.457	507709	0
T4	19.566	18171	3162360	13.192	479427	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
- ①강선 경우 : $fps2 + fps3 + fps4 \cdots fpsN$
- ②강선 경우 : $fps3 + fps4 \cdots fpsN$
- ③강선 경우 : $fps4 \cdots fpsN$
- ...
- ⓝ강선 경우 : 0

$fpsi = Pr / Anet + Pr \cdot e^2 / Inet$

- 긴장회수(N) = 3 회
- PS 강연선의 탄성계수(Ept) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(Eci) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- Pr = Po - ΔPpf - ΔPps
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 0.83842 m^2 , Inet = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3700000	-441862	0	3258138	-0.639012	4
T3	3700000	-398972	0	3301028	-0.639012	1
T4	3700000	-355521	0	3344479	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.987	15.976	-2.778	13.198	90.803	239.294
T4	8.092	7.883	-2.778	5.106	35.128	92.573
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.883	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-50.361
Σ	23.963	23.859	-8.333	15.526	106.821	281.506

Δfpe의 평균치 : 35.607 MPa

ΔPpe의 평균치 : 93.835 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N · m)
C1	-625000	90553	0	0	-534447	0.91099	-486874
C2	-625000	90553	0	0	-534447	0.91099	-486874
PS강봉 소계(압축)					-1068893	0.91099	-973748
T1	1250000	-199967	0	0	1050033	-0.48901	-513479
T2	3700000	-441862	0	50361	3308500	-0.63901	-2114173
T3	3700000	-398972	0	-239294	3061734	-0.63901	-1956486
T4	3700000	-355521	0	-92573	3251906	-0.63901	-2078009
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					10672172	-0.61966	-6662146

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1069	0.911	-973.75	
	강선	gs	10672	-0.620	-6662.15	
합성전 고정하중		bl			2755.24	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			3129.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2999.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9603 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1069}{0.002514} = 425.176 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10672}{0.0088768} = -1202.254 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2755.24}{0.36826} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fbl	MPa			7.923	-5.544	45.238	-29.044	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3129.80}{0.80885} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
fal	MPa	3.104	2.269	2.521	-4.444	13.187	-25.231	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2999.4 + 0}{0.80885} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
fll	MPa	2.975	2.174	2.416	-4.259	12.638	-24.179	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0089 = -323.12$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.3941} + n \cdot \frac{325.4}{0.8088} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
fsh	MPa	0.114	0.027	0.030	-0.694	-0.129	4.124	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.59 - 7 \times 8.38 = 152.398$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.67 + -8.08 = 17.59$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.49 + -3.90 = -8.38$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \quad -0.620 = 25.671 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2755}{0.36826} \quad -0.600 = -4.486 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{3130}{0.80885} \quad -1.007 = -3.897 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -152.398 \times 0.0089 = -1352.802$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1352.802}{1.3941} + n \cdot \frac{1362.508}{0.8088} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
fcr	MPa	0.478	0.114	0.127	-2.905	-0.542	17.266	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 425.18\ + 45.24\ + 13.19\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.508\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.508 \times 0.0025 = -36.473\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.473}{1.3941} + n \cdot \frac{-19.200}{0.8088} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
frgb	MPa	-0.043	-0.037	-0.042	0.001	-0.250	-0.015	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	205.961	0.000	36.400	152.398	11.143
T2	0.002635	167.670	19.110	36.400	152.398	11.912
T3	0.002635	151.395	-90.803	36.400	152.398	24.043
T4	0.002635	134.907	-35.128	36.400	152.398	19.629
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008877	659.934	-106.821	145.600	609.590	66.727
avg	0.002219	164.983	-26.705	36.400	152.398	16.682

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.682 \times 0.0089 = -148.08\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-148.08}{1.3941} + n \cdot \frac{149.14}{0.8088} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.891	0.651	0.651	-1.149	0.526	-1.007	
frgs	MPa	0.052	0.013	0.014	-0.318	-0.059	1.890	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6826E+11 / 27804.0636 \times 2313100800 = 176.884$

$B = 1 + m = 1 + 176.884 = 177.884$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 176.884 \times 0.12 = -20.167$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.121 + 0.404 + 176.884 \times 0.005 + 176.884 \times 0.014$

$= 4.921$

$P = (1383.68 + 1147.19292) / 2 \times (138.7 \times 64)$

$= 11233026$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1298123.055$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -152699.683$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 89947.100$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10197.513$ N.m

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.534$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.853$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.815$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.650$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.156$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.218$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.402$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.114$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fcr2	MPa	2.534	2.853	-5.815	1.650	-5.129	1.335	
fsh2	MPa	-0.156	-0.218	0.402	-0.114	0.354	-0.092	
f2	MPa	2.379	2.636	-5.413	1.537	-4.774	1.243	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1069	0.911	-973.75	
	강선	gs	10672	-0.620	-6662.15	
합성전 고정하중		bl			3252.54	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2701.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2734.90	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9603 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1069}{0.002514} = 425.176 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10672}{0.0088768} = -1202.254 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3252.54}{0.36826} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fbl	MPa			9.353	-6.545	53.403	-34.286	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2701.50}{0.84825} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
fal	MPa	2.451	1.763	1.959	-3.774	10.105	-21.515	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2734.9 + 0}{0.84825} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
fll	MPa	2.481	1.785	1.983	-3.820	10.230	-21.781	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0089 = -323.12$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.463} + n \cdot \frac{325.4}{0.8483} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
fsh	MPa	0.096	0.014	0.015	-0.675	-0.213	4.022	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.59 - 7 \times 8.50 = 151.556$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26 + -8.08 = 17.59$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.30 + -3.21 = -8.50$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} -0.620 = 25.671 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3253}{0.36826} -0.600 = -5.296 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2702}{0.84825} -1.007 = -3.208 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -151.556 \times 0.0089 = -1345.336$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1345.336}{1.4630} + n \cdot \frac{1354.988}{0.8483} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
fcr	MPa	0.402	0.057	0.063	-2.812	-0.885	16.745	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\quad 425.18 \quad + \quad 53.40 \quad + \quad 10.10 \quad) \times \quad 0.03 \quad = \quad 14.661 \quad Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = \quad -14.661 \quad \times \quad 0.0025 \quad = \quad -36.857 \quad kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.857}{1.4630} + n \cdot \frac{-19.402}{0.8483} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
frgb	MPa	-0.040	-0.035	-0.039	0.002	-0.236	-0.009	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	205.961	0.000	36.400	151.556	11.185
T2	0.002635	167.670	19.110	36.400	151.556	11.954
T3	0.002635	151.395	-90.803	36.400	151.556	24.085
T4	0.002635	134.907	-35.128	36.400	151.556	19.671
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008877	659.934	-106.821	145.600	606.226	66.895
avg	0.002219	164.983	-26.705	36.400	151.556	16.724

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = \quad -16.724 \quad \times \quad 0.0089 \quad = \quad -148.45 \quad kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-148.45}{1.4630} + n \cdot \frac{149.52}{0.8483} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.044	
frgs	MPa	0.044	0.006	0.007	-0.310	-0.098	1.848	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.3682644 / 27804.0636 \times 0.00284498 = 143.815$

$B = 1 + m = 1 + 143.815 = 144.815$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 143.815 \times 0.12 = -16.199\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.121 + 0.404 + 143.815 \times 0.005 + 143.815 \times 0.014$

$= 4.286$

$P = (1383.68 + 1148.11257) / 2 \times 138.7 \times 64 = 11237108\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C\ ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1567773.444\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F\ ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -184870.422\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 95782.074\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10714.076\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.508$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.783$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -7.024$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.994$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.129$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.194$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.427$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.121$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fcr2	MPa	2.508	2.783	-7.024	1.994	-6.195	1.614	
fsh2	MPa	-0.129	-0.194	0.427	-0.121	0.377	-0.098	
f2	MPa	2.379	2.588	-6.597	1.873	-5.818	1.516	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1069	0.911	-973.75	
	강선	gs	10672	-0.620	-6662.15	
합성전 고정하중		bl			3340.14	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2694.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3417.30	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9603 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1069}{0.002514} = 425.176 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10672}{0.0088768} = -1202.254 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3340.14}{0.36826} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fbl	MPa			9.605	-6.721	54.841	-35.210	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2694.80}{0.87046} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
fal	MPa	2.325	1.657	1.841	-3.732	9.412	-21.325	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3417.3 + 0}{0.87046} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
fll	MPa	2.949	2.101	2.334	-4.732	11.936	-27.042	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0089 = -323.12$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.5049} + n \cdot \frac{325.4}{0.8705} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
fsh	MPa	0.088	0.007	0.008	-0.665	-0.253	3.965	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.59 - 7 \times 8.56 = 151.185$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 25.67 + -8.08 = 17.59$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.44 + -3.12 = -8.56$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9603}{0.8384} + \frac{-7636}{0.33282} \quad -0.620 = 25.671 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3340}{0.36826} \quad -0.600 = -5.439 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2695}{0.87046} \quad -1.007 = -3.118 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -151.185 \times 0.0089 = -1342.041$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1342.041}{1.5049} + n \cdot \frac{1351.669}{0.8705} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
fcr	MPa	0.364	0.028	0.032	-2.764	-1.052	16.470	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 425.18\ + 54.84\ +\ 9.41\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.683\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.683 \times 0.0025 = -36.913\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.913}{1.5049} + n \cdot \frac{-19.432}{0.8705} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
frgb	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.227	-0.005	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δ fpf	Δ fpe	Δ fsh	Δ fcr	Δ frgs
T1	0.000971	205.961	0.000	36.400	151.185	11.203
T2	0.002635	167.670	19.110	36.400	151.185	11.973
T3	0.002635	151.395	-90.803	36.400	151.185	24.103
T4	0.002635	134.907	-35.128	36.400	151.185	19.690
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008877	659.934	-106.821	145.600	604.741	66.970
avg	0.002219	164.983	-26.705	36.400	151.185	16.742

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.742 \times 0.0089 = -148.62\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-148.62}{1.5049} + n \cdot \frac{149.69}{0.8705} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.835	0.595	0.595	-1.205	0.470	-1.064	
frgs	MPa	0.040	0.003	0.003	-0.306	-0.117	1.824	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.3682644 / 27804.0636 \times 0.00284498 = 143.815$

$B = 1 + m = 1 + 143.815 = 144.815$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 143.815 \times 0.12 = -16.199\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.121 + 0.404 + 143.815 \times 0.005 + 143.815 \times 0.014$

$= 4.286$

$P = (1383.68 + 1148.51843) / 2 \times 138.7 \times 64 = 11238909\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1600479.566\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -189004.049\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 95782.074\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10714.076\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.572$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.829$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -7.172$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 2.036$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.129$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.194$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.427$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.121$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.059	-0.741	0.934	-0.600	
fcr2	MPa	2.572	2.829	-7.172	2.036	-6.325	1.648	
fsh2	MPa	-0.129	-0.194	0.427	-0.121	0.377	-0.098	
f2	MPa	2.443	2.635	-6.744	1.916	-5.948	1.550	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.829

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	
계				1.195	19.020	425.176	-1202.254	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.923	-5.544	45.238	-29.044	
4	fal	3.104	2.269	2.521	-4.444	13.187	-25.231	
5	fll	2.975	2.174	2.416	-4.259	12.638	-24.179	
6	fsh	0.114	0.027	0.030	-0.694	-0.129	4.124	
7	fcr	0.478	0.114	0.127	-2.905	-0.542	17.266	
8	frgb	-0.043	-0.037	-0.042	0.001	-0.250	-0.015	
9	frgs	0.052	0.013	0.014	-0.318	-0.059	1.890	
10	f2	2.379	2.636	-5.413	1.537	-4.774	1.243	
계		9.060	7.195	8.770	2.393	490.484	-1256.200	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	19	19	19	0
P_{CT}	(kN)	-534.447	-534.447	1050.033	3308.500	3061.734	3251.906	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	±0.0000
fps	(MPa)	-425.176	-425.176	1081.504	1255.455	1161.816	1233.979	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.2 G2~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.830

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	
계				1.195	19.020	425.176	-1202.254	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.353	-6.545	53.403	-34.286	
4	fal	2.451	1.763	1.959	-3.774	10.105	-21.515	
5	fll	2.481	1.785	1.983	-3.820	10.230	-21.781	
6	fsh	0.096	0.014	0.015	-0.675	-0.213	4.022	
7	fcr	0.402	0.057	0.063	-2.812	-0.885	16.745	
8	frgb	-0.040	-0.035	-0.039	0.002	-0.236	-0.009	
9	frgs	0.044	0.006	0.007	-0.310	-0.098	1.848	
10	f2	2.379	2.588	-6.597	1.873	-5.818	1.516	
계		7.813	6.177	7.939	2.958	491.664	-1255.716	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	19	19	19	0
P_{CT}	(kN)	-534.447	-534.447	1050.033	3308.500	3061.734	3251.906	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	0.00000
fps	(MPa)	-425.176	-425.176	1081.504	1255.455	1161.816	1233.979	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.830

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	
계				1.195	19.020	425.176	-1202.254	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.605	-6.721	54.841	-35.210	
4	fal	2.325	1.657	1.841	-3.732	9.412	-21.325	
5	fll	2.949	2.101	2.334	-4.732	11.936	-27.042	
6	fsh	0.088	0.007	0.008	-0.665	-0.253	3.965	
7	fcr	0.364	0.028	0.032	-2.764	-1.052	16.470	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.227	-0.005	
9	frgs	0.040	0.003	0.003	-0.306	-0.117	1.824	
10	f2	2.443	2.635	-6.744	1.916	-5.948	1.550	
계		8.170	6.397	8.236	2.018	493.768	-1262.027	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	19	19	19	0
P_{CT}	(kN)	-534.447	-534.447	1050.033	3308.500	3061.734	3251.906	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	0.00000
fps	(MPa)	-425.176	-425.176	1081.504	1255.455	1161.816	1233.979	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.830

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-12.314	28.983	425.176	-1202.254	
계				1.195	19.020	425.176	-1202.254	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.605	-6.721	54.841	-35.210	
4	fal	2.325	1.657	1.841	-3.732	9.412	-21.325	
5	fll	2.949	2.101	2.334	-4.732	11.936	-27.042	
6	fsh	0.088	0.007	0.008	-0.665	-0.253	3.965	
7	fcr	0.364	0.028	0.032	-2.764	-1.052	16.470	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.002	-0.227	-0.005	
9	frgs	0.040	0.003	0.003	-0.306	-0.117	1.824	
10	f2	2.443	2.635	-6.744	1.916	-5.948	1.550	
계		8.170	6.397	8.236	2.018	493.768	-1262.027	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	19	19	19	0
P_{CT}	(kN)	-534.447	-534.447	1050.033	3308.500	3061.734	3251.906	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	0.00000
fps	(MPa)	-425.176	-425.176	1081.504	1255.455	1161.816	1233.979	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2755.24	30891	0.3683	38.37
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8088	11.06
프리스트레스 도입직후	-7635.89	30891	0.3328	-117.67
프리스트레스 손실	1042.16	30891	0.8088	6.61
활하중	2999.40	30891	0.8088	19.02

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	3252.54	30891	0.3683	45.30
합성후 고정하중	2701.50	30891	0.8483	17.18
프리스트레스 도입직후	-7635.89	30891	0.3328	-117.67
프리스트레스 손실	1042.16	30891	0.8088	6.61
활하중	2734.90	30891	0.8088	17.34

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25(=$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25(=$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -117.67) = -40.83 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 38.37 + 11.06 + -111.06)

= 5.94 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -117.67) = -40.83 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 45.30 + 17.18 + -111.06)

= 20.70 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-50.79	-50.79	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-91.62	-91.62	
바닥판 타설 후	-53.25	-46.32	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-29.63	-1.84	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\Phi 1} + \delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	19.02	17.34	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 19.02 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G4 거더

δv = 17.34 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 19741394.8 N · m

2) 단면 제원

b =	2550.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	1898.6	mm			
Ap1 =	0.0088768	m^2	=	8876.8 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001834

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1819.9 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 276.0 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 276.0 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.124

qp (=0.124) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 35148.33 kN · m

Φ · Mn (=35148.328) > Mu (=19741.395) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -19127.482 kN · m

fpe = 24.029 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-19127.48 < Φ · Mn (=35148.328) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G5 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	475.80	3.92
합성전	267.88	1.36
합성후	436.05	31.92
활하중	356.50	17.29

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2300.1 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 ∧ √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 7505.1 kN · m

fpe = 24.029 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 80.44 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1681.58 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 157738.78 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 157738.78 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 9081328 N = 9081.33 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11741065 / 838423 = 14.004 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10672172 × 0.1995 = 2128724.03 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 9081.3 kN

3) øVc = 0.80 × 9081.3 = 7265.1 kN

1/2 øVc = 3,632.531 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	454.52	251.92
합성전	260.52	143.95
합성후	420.13	203.43
활하중	349.61	184.79

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2227.4 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 7505.1 kN · m

fpe = 24.029 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 848.89 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1636.51 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 15014.12 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 15014.12 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3866875.00 N = 3866.88 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11741065 / 838423 = 14.004 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10672172 × 0.1995 = 2128724.03 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3866.9 kN

3) øVc = 0.80 × 3866.9 = 3093.5 kN

1/2 øVc = 1,546.750 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	206.97	1078.90
합성후	308.87	1661.40
활하중	298.24	1337.00

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1746.0 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 7505.1 kN · m

fpe = 24.029 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 6436.94 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1311.81 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1954.54 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1954.54 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3866875.00 N = 3866.88 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11741065 / 838423 = 14.004 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10672172 × 0.1995 = 2128724.03 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1954.5 kN

3) øVc = 0.80 × 1954.5 = 1563.6 kN

1/2 øVc = 781.814 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Av = (V_u - ϕ V_c) S / (ϕ f_y d)

= (1746.0 - 1563.6) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= 211.03 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 211.03 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.080$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.51 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 739500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.08 \times 739500 = 59160$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 59160 /(2.55 \times 0.80)$

$= 0.058$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.207$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.612 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 887400$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.207 \times 887400 = 183691.8$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 183691.8 /(2.55 \times 0.80)$

$= 0.18$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 1179.7 x 1000 /(0.800 x 1.632) = 0.904 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 356.5 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.273 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.904 + 2.15 x 0.273

= 1.762 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.904 + 0.273 + 0.058)

= 1.606 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.058 + 0.180)

= 0.309 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 10 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

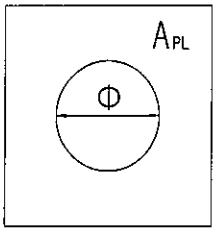
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

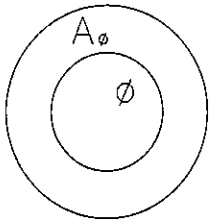
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/19연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/19연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/19연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,700,000	3,308,500	2,743,038
T3	3,700,000	3,061,734	2,538,448
T4	3,700,000	3,251,906	2,696,117
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \quad \leq \quad 1.1 \times fci$$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/19연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/19연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/19연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/19연선	3,700,000	0.115	32.2	34.1	O.K
T3	15.2/19연선	3,700,000	0.115	32.2	34.1	O.K
T4	15.2/19연선	3,700,000	0.115	32.2	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/19연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/19연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/19연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/19연선	3,308,500	0.115	28.8	31.7	O.K
T3	15.2/19연선	3,061,734	0.115	26.6	31.7	O.K
T4	15.2/19연선	3,251,906	0.115	28.3	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 ㎜

h(정착단면의 치수) = 1800 ㎜

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 11100000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 11100000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 11100000 × sin 0.12467

= 2010044.3 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2010044.26 / (0.8 × 300.0) = 10050.2 ㎟

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 ㎜

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 ㎜

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 ㎜

spacing = 150 ㎜

Used bar = D 19 (A= 286.5 ㎟) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 ㎟

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 2010044.260 = 40200.885 N

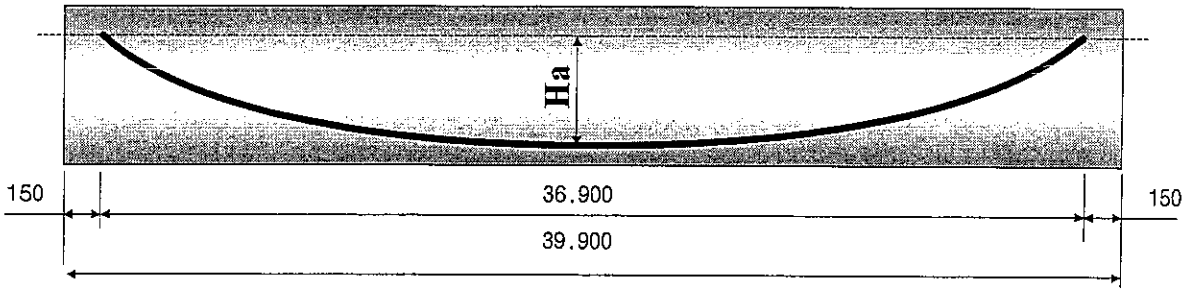
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 40200.885 / 180 = 223.338 ㎟

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0026353	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0026353	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0026353	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 등시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$\triangle L = (Po + Pnet) \times (Lps/2)/(Ap \times Ep)$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-625.00	-534.45	39.130	-90.233
C2	4	-625.00	-534.45	39.130	-90.233
T1	4	1250.00	1050.03	39.272	232.587
T2	4	3700.00	3308.50	39.219	260.755
T3	1	3700.00	3061.73	39.157	251.179
T4	2	3700.00	3251.91	39.131	258.069
T5	-	-	-	-	-

상부 구조(오창방향)

S1

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

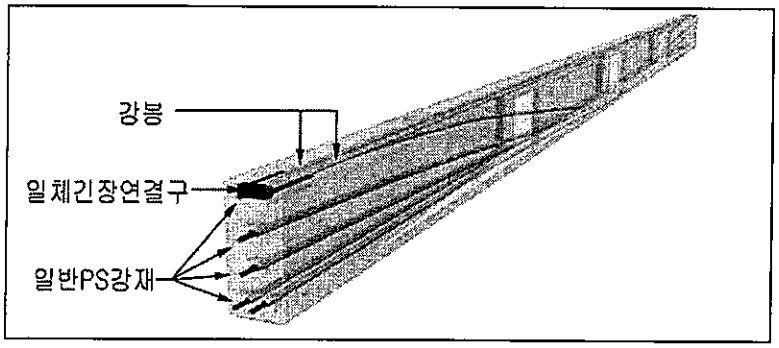
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

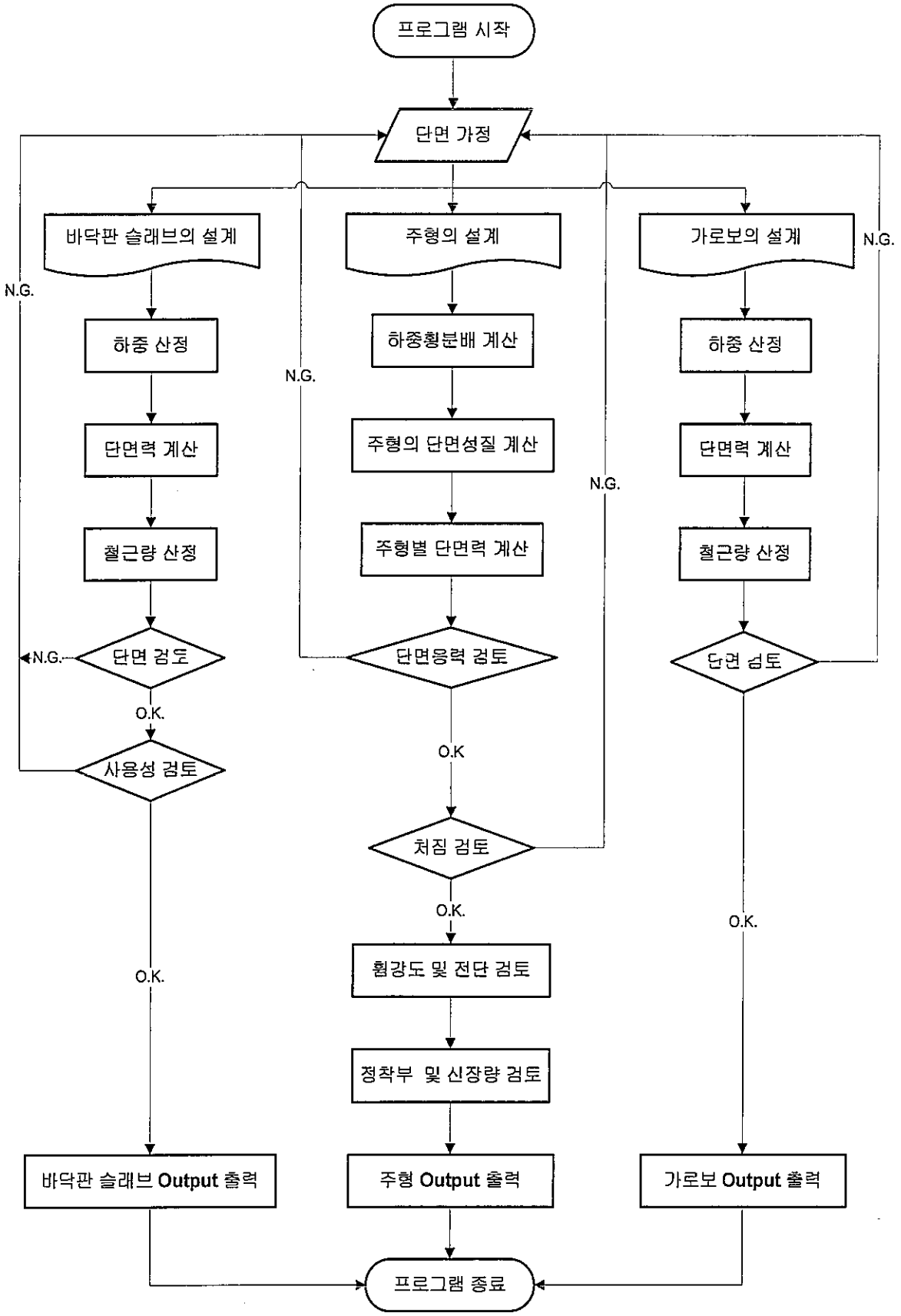
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 상장남교_오창방향 S1
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m

(2) 거 더 전 장 : 39.900 m

(3) 설 계 지 간 : 39.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 11.825 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

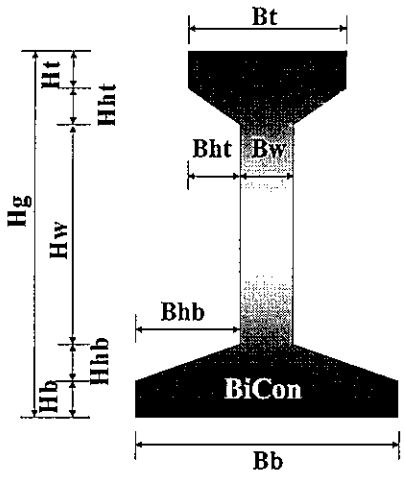
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

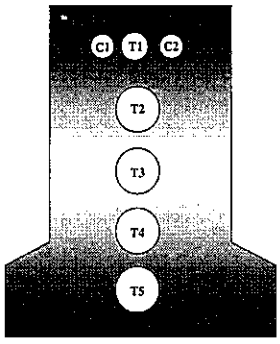
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

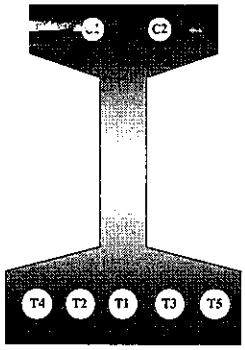
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	18EA	18EA	18EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-550kN	-550kN	1100kN	3500kN	3500kN	3500kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

(1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

(2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.

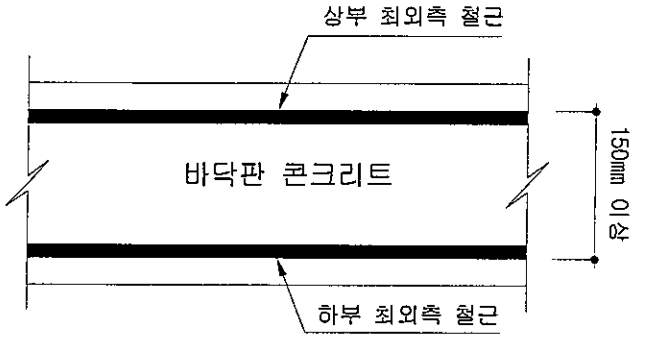
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(4) 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.

(5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

6 ≤ 1.620 m / 0.240 m = 6.75 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.620 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

(10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 켄틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

0.733 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.400 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	강도설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

(3) 현장타설 되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근하되 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.

4.1.3 사용철근량

(1) 바닥판 슬래브 단면 : 1000 × 240 = 240000 mm^2

(2) 주철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

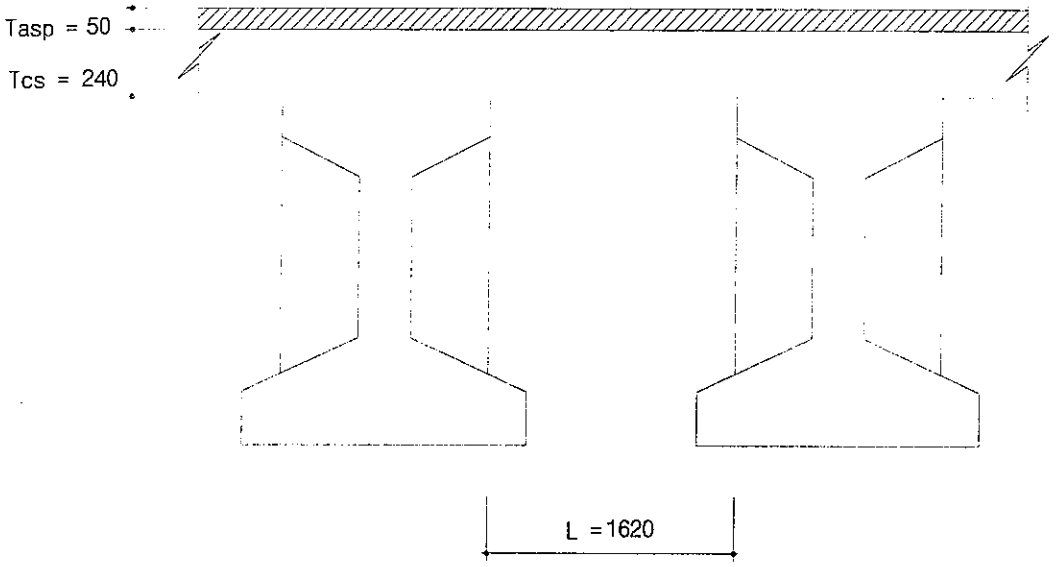
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 켄틸레버인접 중앙지간부 및 쐐기 중앙지간부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.620 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 178.60 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$MD = WD \cdot L^2 / 10 =$ 1.883 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.360 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.62 + 0.6) · 96 / 9.6 = 28.860 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 23.088 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 52.087 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 24.971 kN · m

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 52087000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : Φ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 52087000.0 = 0 에서

As(req) = 793.415 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0040

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 793.415

② As(min) = 700.000 ∴ As = 793.415 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1057.887

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ φf · Mn = 64.602 kN · m > Mu = 52.087 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.62 × 1000 / 28 = 57.857 mm

Tcan (240mm) > Tmin (57.857mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 24.971 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 136.829 MPa

Fsmax (=136.829MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 136.83) - 3 × 32.00 = 495.536 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 136.83) = 460.429 mm

Sa는 작은 값인 460.429 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 460.429 mm) ---------- O.K

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 23.088 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 126.51 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 531.588 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 531.588 mm^2

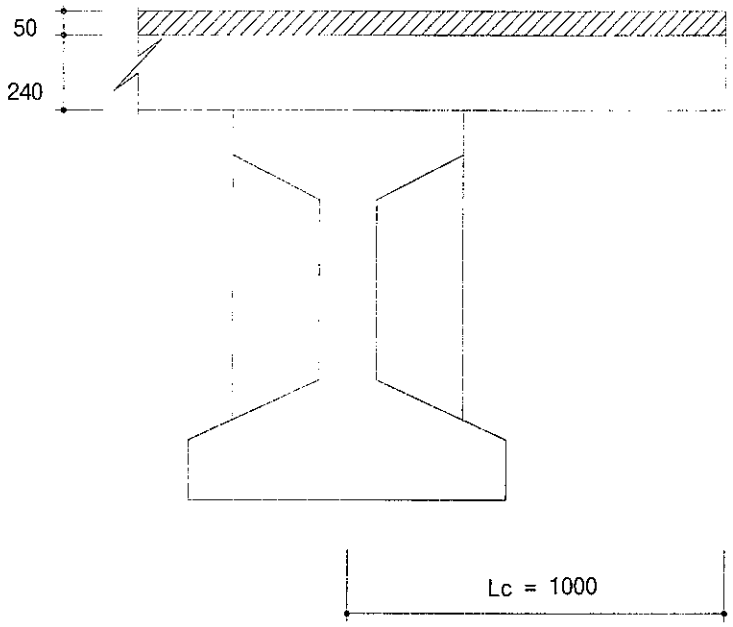
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 531.588 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3 일반 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.300 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L > 0.25 m

Tmin = 80 × L + 230 = 254.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 280.000 mm > Tmin = 254.000 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN-m)
바닥판	0.144	25.000	3.600	0.300	1.080
헌 치	0.000	25.000	0.000	0.013	0.000
포 장	0.030	23.000	0.690	0.300	0.207
합 계			4.290		1.287

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.380 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.372 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) · X · (1 + i)

= (96.000 / 1.380) · 0.300 · (1 + 0.300) = 27.130 kN · m

(3) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	1.287	
2	활하중	Ml	27.130	
극한 하중			60.004	1.3MD + 2.15ML(i)
사용 하중			28.417	1.0MD + 1.0ML(i)

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 60004000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 280.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 220.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (220.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0419

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 74800 As - 60004000.0 = 0 에서

As(req) = 829.445 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0038

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 829.445

② As(min) = 770.000 ∴ As = 829.445 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1105.927

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 71.355 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ ϕ_f · Mn = 71.355 kN · m > Mu = 60.004 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.6 × 1000 / 10 = 60 mm

Tcan (280mm) > Tmin (60mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 28.417 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00451

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.235

j = 1 - (k / 3) = 0.922

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 141.197 MPa

Fsmax (=141.197MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 141.2) - 3 × 52.00 = 427.731 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 141.2) = 446.185 mm

Sa는 작은 값인 427.731 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 427.731 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 27.130 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 134.8 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 555.728 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 440.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 555.728 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	1.287	
2	활하중	Ml	27.130	
3	충돌하중	Mco	0.000	
4	풍하중	Mw	0.000	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			118.334	
Case 2	1.30		1.30		1.673	
Case 3	1.30	2.60		0.65	72.212	
Case 4	1.30	2.60	1.30		72.212	
Case 5	1.20		1.20	1.20	1.544	
적 용					**118.334**	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 118333969.6 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 280.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 220.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (220.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 74800 As - 118333969.6 = 0 에서

As(req) = 1695.938 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0077

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 1.0469

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1695.938

② As(min) = 770.000

③ 4/3×As = 2261.251

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1658.890

∴ As = 1695.938 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ----------0.K

4) 설계휨강도

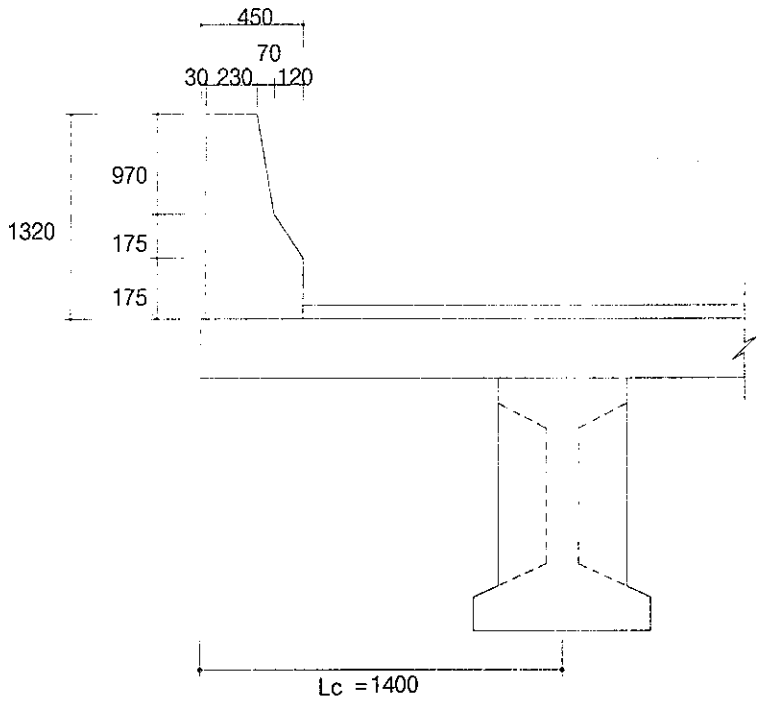
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 136.866 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ ϕ_f · Mn = 136.866 kN · m > Mu = 118.334 kN · m ----------0.K

4.4 캔틸레버 부

4.4.1 단면치수



4.4.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.250 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 250.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 253.000 mm > Tmin = 250.000 mm ---------- O.K

4.4.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.815	8.028
바닥판	0.253	25.000	6.325	0.500	3.163
포 장	0.028	23.500	0.646	0.275	0.178
방음판			0.000	0.855	0.000
합 계			16.821		11.369

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.340 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) · X · (1 + i)

= (96.000 / 1.340) · 0.250 · (1 + 0.300) = 23.284 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.177 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.177 = 11.765 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	812	3.214

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2 °	3 °
3 또는 4	3 °	4 °
5 이상	4 °	5 °

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 4.406 ° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.340) · 0.075 = 5.390 kN

Mcf = 5.390 × 1.800 = 9.702 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	11.369	
2	활하중	Ml	23.284	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.214	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	9.702	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	77.452	44.355	
Case 2	18.957	14.583	
Case 3	59.591	47.325	
Case 4	57.661	44.355	
Case 5	57.299	47.325	
Case 6	87.994	67.688	
Case 7	45.499	37.916	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	87.994	
사 용 하 중	67.688	

4.4.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 87993856.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 253.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 193.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (193.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0167

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 65620 As - 87993856.7 = 0 에서

As(req) = 1433.786 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0074

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1433.786

② As(min) = 675.500 ∴ As = 1433.786 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1911.715

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 118.635 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 118.635 kN · m > Mu = 87.994 kN · m ---------- O.K

4.4.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (캔틸레버)

Tmin = L / 10 = 1 × 1000 / 10 = 100 mm

Tcan (253mm) > Tmin (100mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 67.688 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01029

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.332

j = 1 - (k / 3) = 0.889

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 198.645 MPa

Fsmax (=198.645 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 198.65) - 2.5 × 52.00 = 266.436 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 198.65) = 317.149 mm

Sa는 작은 값인 266.436 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 266.436 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 23.284 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 68.331 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.4.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 960.637 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 386.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 960.637 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2

$\sum$ = 1146.000 mm^2 > 960.637 mm^2 ---------- O.K

4.4.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	11.369	
2	활하중	Ml	23.284	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			114.899	
Case 2	1.3		1.3		45.113	
Case 3	1.3	2.6		0.65	77.248	
Case 4	1.3	2.6	1.3		105.650	
Case 5	1.2		1.2	1.2	45.206	
적 용					114.899	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 114899103.0 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 253.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 193.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 3871.000 × 400.000 = 1548400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 67.468 mm , c = 67.468 / β1

= 67.468 / 0.85 = 57.348 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (193.000 - 57.348) / 57.348

= 0.0071

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 65620 As - 114899103.0 = 0 에서

As(req) = 1916.894 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0099

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1916.894

② As(min) = 675.500

③ 4/3×As = 2555.859

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2867.572

∴ As = 2867.572 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 22 @ 200 = 1935.500

② H 22 @ 200 = 1935.500

∑ = 3871.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

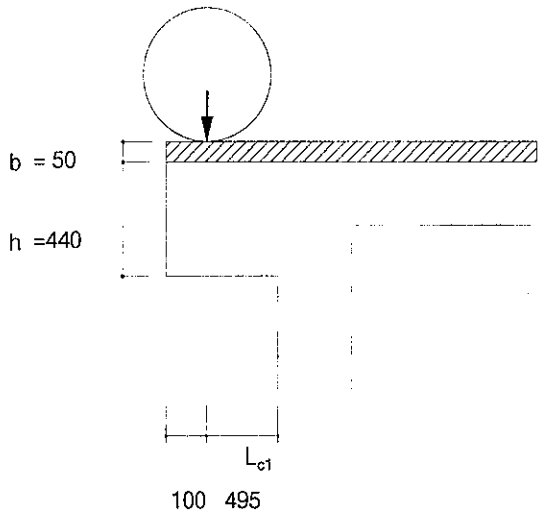
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 209.616 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 67.468 mm

∴ ϕ_f · Mn = 209.616 kN · m > Mu = 114.899 kN · m ---------- O.K

4.5. 슬래브 단부 설계

4.5.1 단면치수



4.5.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.495 = 0.595 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 2.168 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.028 ≤ 0.300 ∴ i = 0.028

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.495 + 0.98 = 1.153 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 53.567 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 117.988 kN · m

4.5.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : M_u = 117987707.9 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm), b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm), d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa, f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85, k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1588.800 × 400.000 = 635520.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1

= 27.692 / 0.85 = 23.538 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 23.538) / 23.538

= 0.0286

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 84320 As - 117987707.9 = 0 에서

As(req) = 1475.821 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0060

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1475.821

② As(min) = 868.000 ∴ As = 1475.821 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1967.761

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 16 @ 250 = 794.400

Σ = 1588.800 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

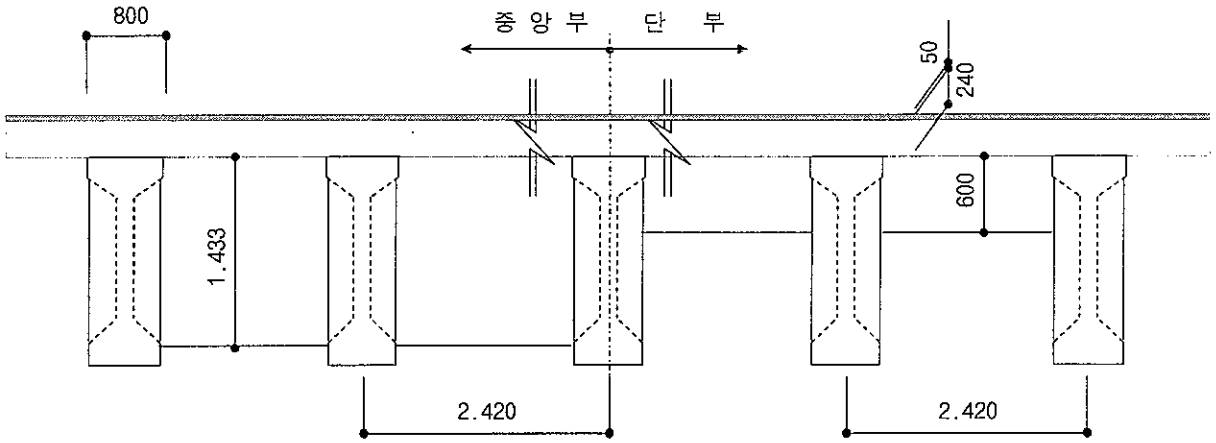
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 126.488 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 27.692 mm

∴ φf · Mn = 126.488 kN · m > Mu = 117.988 kN · m ---------- O.K

4.6 가로보의 설계



4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

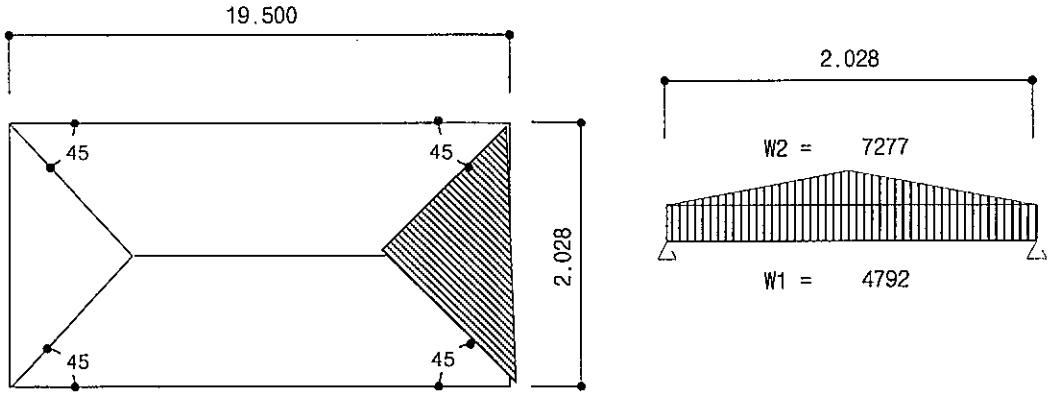
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.420 m

빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.420 − 0.800 = 1.620 m

교량사각 : 127.0 ° 가로보 사지간 1.620 ÷ SIN (127.0) = 2.028 m

2)작용하중

(1)고정하중



빔 폭: 0.400 × SIN (127.0) = 0.319 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (127.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 4792 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.014 × 2500 + 0.050 × 1.014 × 2350) × 10 = 7277 N/m

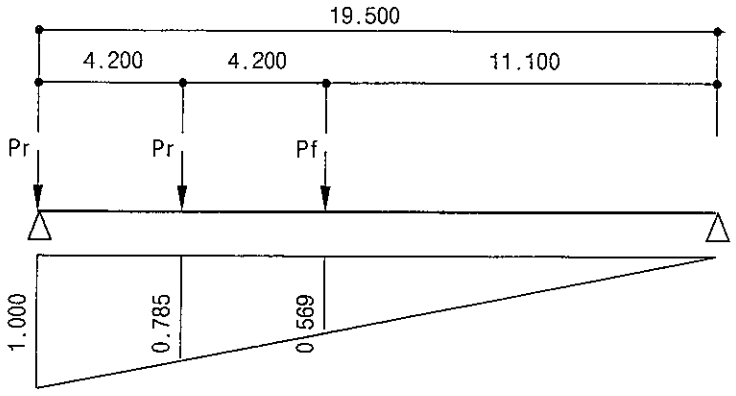
작용 단면력

Rad = 4792 × 2.028 × 1/2 + (2.028 × 7277 × 1/2) × 1/2 = 8550 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{4792 \times 2.028^2}{8} + \frac{7277 \times 2.028^2}{12} = 4960 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



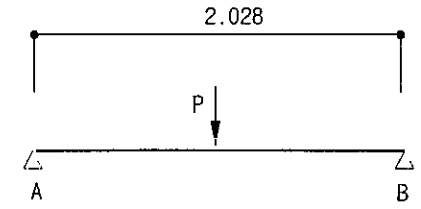
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

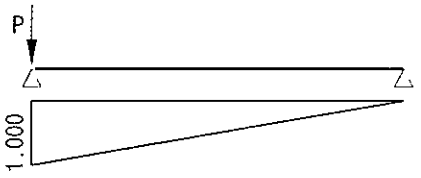
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.785) + 18.0 \times 0.569)\} \times 1.252 = 173.715 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{173.715 \times 2.028}{4}$$

$$= 88.093 \ kN \cdot m$$



RAl = 173.715 × 1.000 = 173.715 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

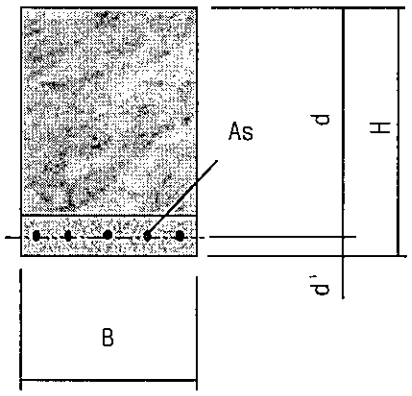
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	4.960	88.093
Vu	kN	8.550	173.715

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 4.960 + 2.150 \times 88.093 = 195.848\ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 8.550 + 2.150 \times 173.715 = 384.602\ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 195.848 kN · m

b = 400.0 mm h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1520.1 × 300 = 456030

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 49.676 mm , c = 49.676 / β1

= 49.676 / 0.85 = 42.225 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (770 - 42.225) / 42.225

= 0.0517

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.03268 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -4.167 As^2 + 196350 As

= 195848000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,019.5 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 1,333.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,359.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 385.00 mm > c = a/0.85 = 58.44 mm

Max. a = 0.85 ×c = 327.25 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.68 mm

jd = d - a/2 = 745.16 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 288.844 kN·m > Mu = 195.848 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

In / d = 2.028 ÷ 0.770 = 2.634 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 853.555 kN > Su = 384.602 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 213.389 kN < Su = 384.602 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.634}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.634}{12} \right) \right]$$

$$\times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026 \text{ kN}$$

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

$= 213.389 + 734.026 = 947.415$ kN > 853.555 kN

$\therefore \Phi \cdot Vn = 853.555 > Vu = 384.602$ kN O.K.

4.4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

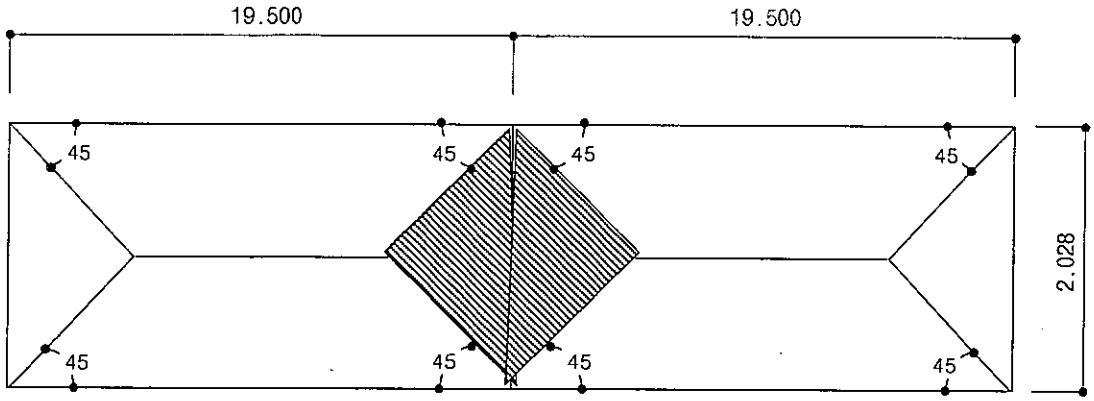
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.420 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.420 − 0.800 = 1.620 m

교량사각 : 127.0 °　　가로보 사지간 : 1.620 ÷ SIN (127.0) = 2.028 m

2)작용하중

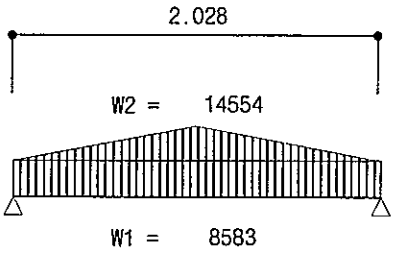
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (127.0) = 0.240 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (127.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 8583 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.028 × 2500 + 0.050 × 2.028 × 2350) × 10 = 14554 N/m



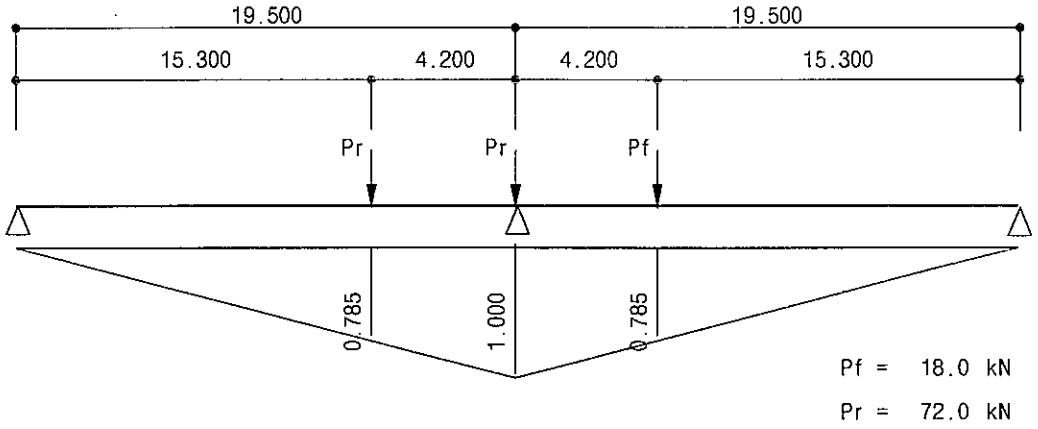
작용 단면력

Rad = 8583 × 2.028 × 1/2 + (2.028 × 14554 × 1/2) × 1/2 = 16086 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{8583 \times 2.028^2}{8} + \frac{14554 \times 2.028^2}{12} = 9405 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

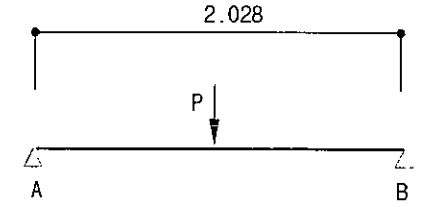
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

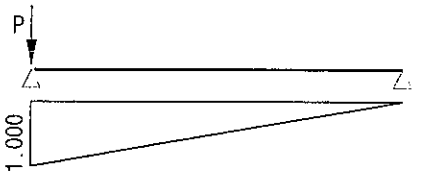
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.785) + 18.0 \times 0.785)\} \times 1.252 = 178.612\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{178.612 \times 2.028}{4}$$

$$= 90.577 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 178.612 \times 1.000 = 178.612 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

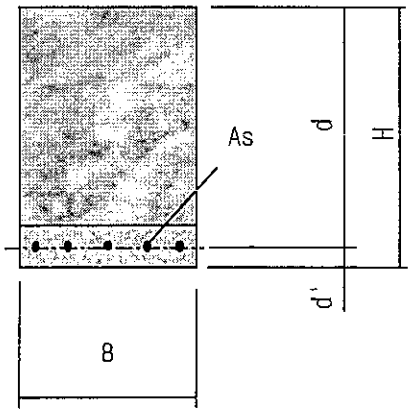
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	9.405	90.577
Vu	kN	16.086	178.612

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 9.405 + 2.150 \times 90.577 = 206.967 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 16.086 + 2.150 \times 178.612 = 404.928 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 206.967 kN·m

b = 300.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 206967000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 509.9 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 679.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φ fy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 206.967 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.028 ÷ 1.603 = 1.265 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 404.928 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 404.928 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.265}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.265}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 404.928 kN O.K.

4.4.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

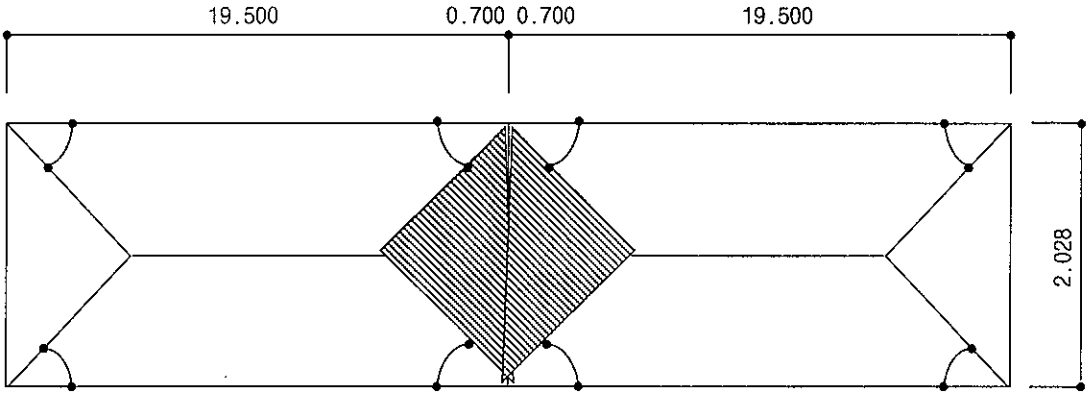
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.420 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.420 − 0.800 = 1.620 m

교량사각 : 127.0 °　　가로보 사지간 : 1.620 ÷ SIN(127.0) = 2.028 m

2)작용하중

(1)고정하중

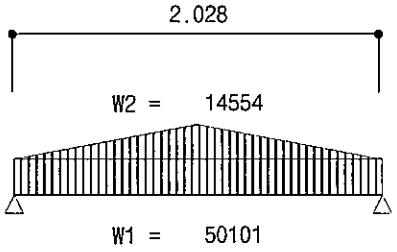


빔　　폭: 1.400 × SIN (127.0) = 1.118 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (127.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 40056 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 2.03 × 2500 + 0.050 × 2.03 × 2350) × 10 = 14554 N/m



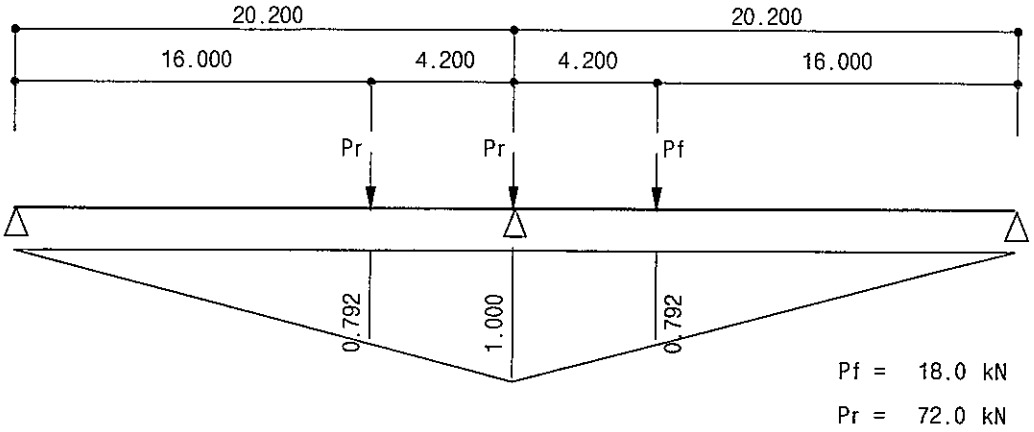
작용 단면력

Rad = 50101 × 2.03 × 1/2 + (2.03 × 14554 × 1/2) × 1/2 = 58194 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{50101 \times 2.028^2}{8} + \frac{14554 \times 2.028^2}{12} = 30759 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



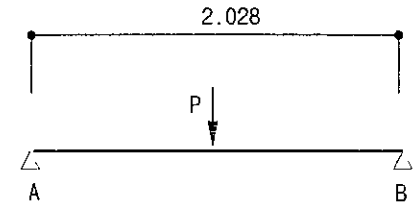
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 20.200} = 0.249 < 0.3$$

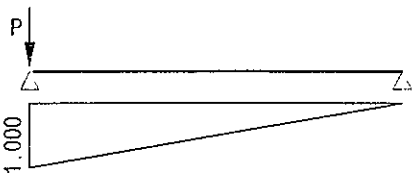
P (L+i) = { 72.0 × (1.000 + 0.792) + 18.0 × 0.792)} × 1.249 = 178.981 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{178.981 \times 2.028}{4}$$

$$= 90.764 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 178.981 \times 1.000 = 178.981 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	30.759	90.764
Vu	kN	58.194	178.981

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 30.759 + 2.150 \times 90.764 = 235.129 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 58.194 + 2.150 \times 178.981 = 460.461 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 235.129 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -1.190 As^2 + 408765 As

= 235129000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 576.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 9,717.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 768.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 801.50 mm > $c = a/0.85$ = 16.70 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 681.28 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b)$ = 14.19 mm

$jd = d - a/2$ = 1595.90 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b$ = 456.030 kN , $T = fy\ As$ = 456.030 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 618.613 kN·m > Mu = 235.129 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.028 ÷ 1.603 = 1.265 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 460.461 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 460.461 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.265}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.265}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

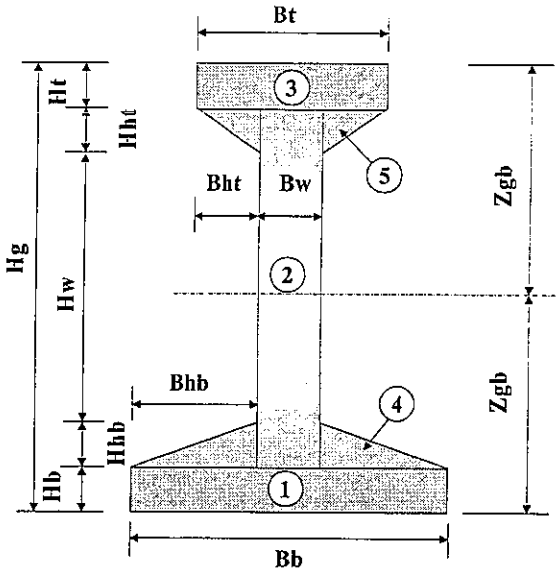
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 460.461 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

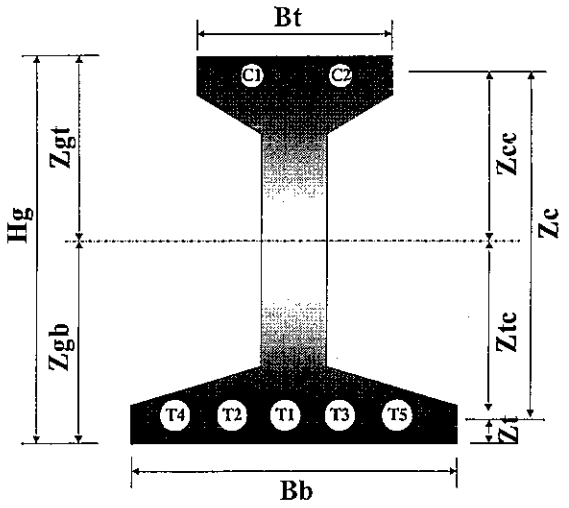


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
∑ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.348084 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

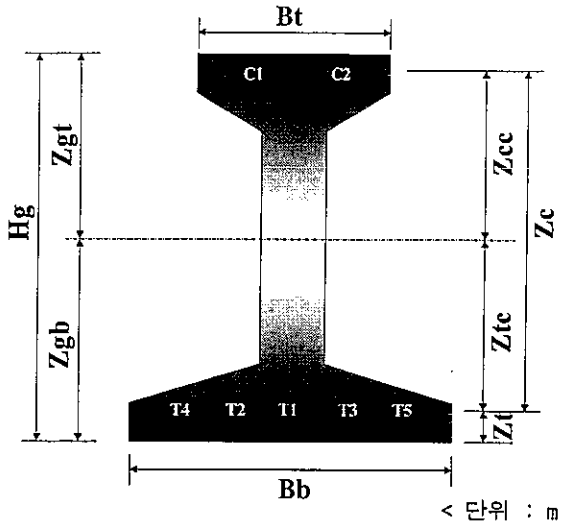
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.332823 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(㎜)	A	z	A×z	$A\times z^2$	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum Io + \sum(A\times z^2) - \sum A\times zc^2$ = 2.513E-07 m^4

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	$A\times z^2$	Io
T1	7	0.00097	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T3	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T4	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00846	0.1422	0.00120	0.00019	1.563E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum Io + \sum(A\times z^2) - \sum A\times zt^2$ 2.0901E-05 m^4

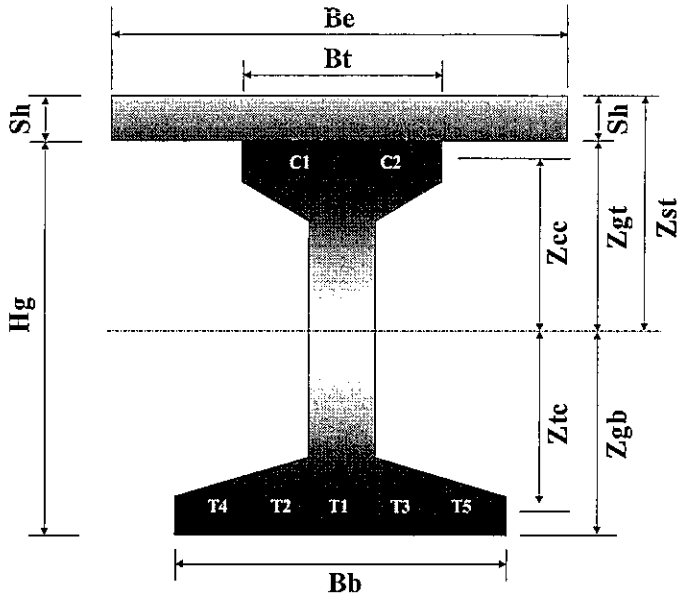
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A\times z^2$	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05477	0.142	0.00779	0.00111	1.353E-04
Σ		0.90947	0.743	0.67562	0.53617	0.332960

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A\times z) / \sum A$ = -0.742866 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.057134 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.932134 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.600653 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum Io + \sum(A\times y^2) - \sum A\times zgb^2$ 0.367238 m^4

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 0.884 m

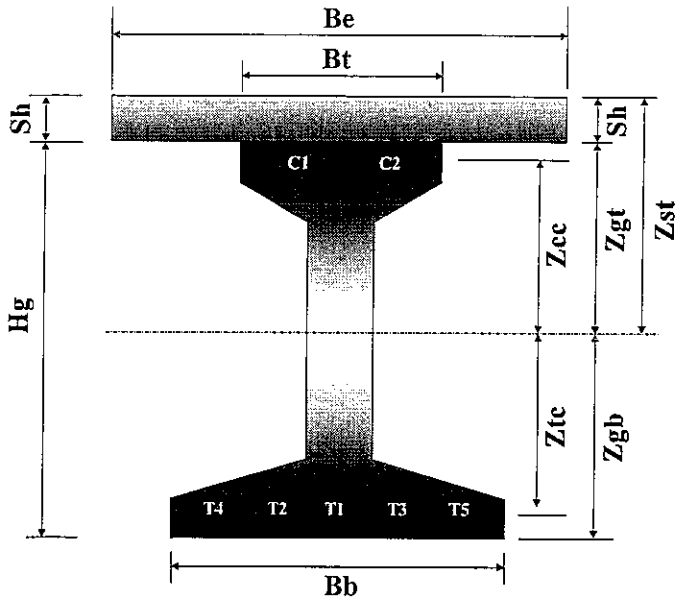
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.134	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.324	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	1.999	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	1.999	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.43178	1.920	0.82903	1.59173	0.002073
Σ		1.34126	1.122	1.50464	2.09362	0.369311

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.121815 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.678185 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.553185 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.979602 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.918185 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb' 0.775002 m^4

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

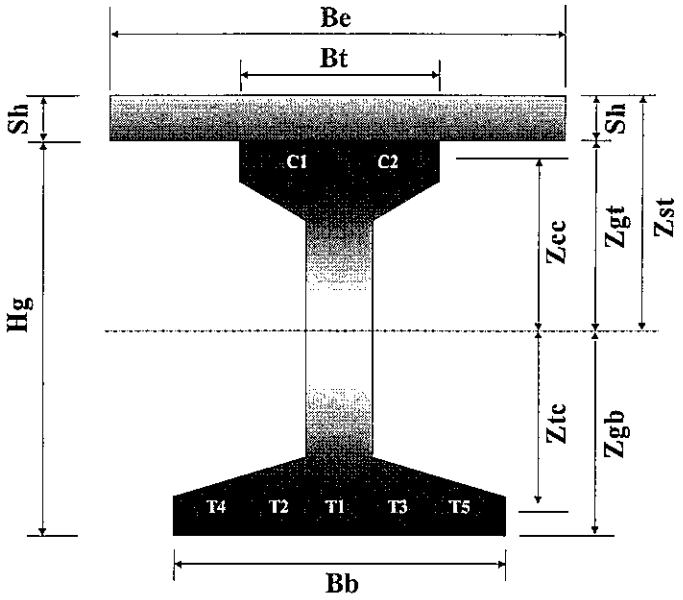
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.430	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.430	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.52488	1.920	1.00777	1.93492	0.002519
Σ		1.43435	1.174	1.68339	2.43681	0.369757

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.173621 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.626379 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.501379 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.031408 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.866379 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.830911 m⁴

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.421 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.671	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.861	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.536	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.536	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.54778	1.920	1.05173	2.01932	0.002629
Σ		1.45725	1.185	1.72735	2.52121	0.369867

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.185348 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.614652 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.489652 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.043135 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.854652 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.843575 m^4

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.34126	0.775002	0.918	0.678	-1.122	0.553	-0.980

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.43435	0.830911	0.866	0.626	-1.174	0.501	-1.031

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.45725	0.843575	0.855	0.615	-1.185	0.490	-1.043

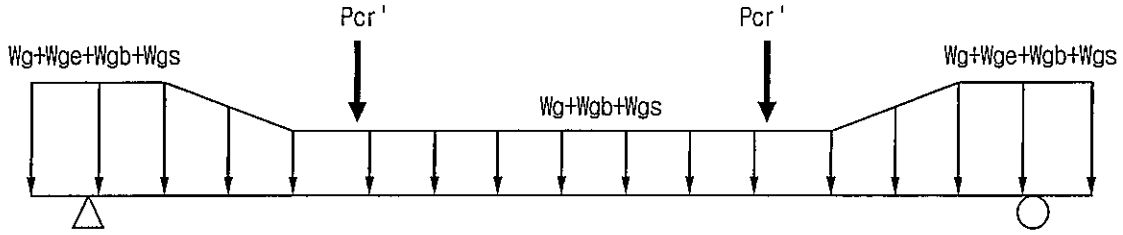
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1 ×	25000	× 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA ×	18 EA		=	595	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 1.999 × 25000 = 11994 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.430 × 25000 = 14580 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.536 × 25000 = 15216 N/m

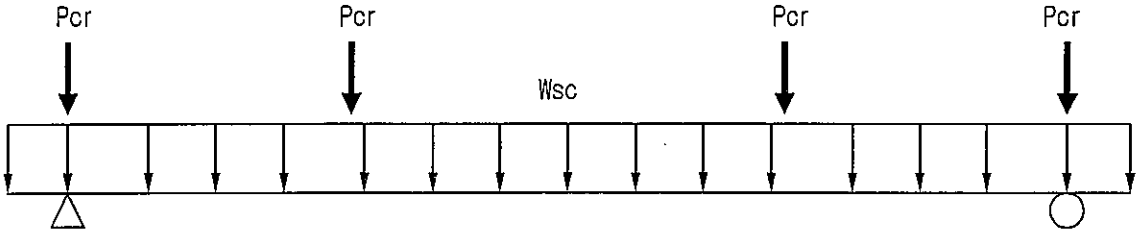
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.22 × 25000 = 13061 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.43 × 25000 = 26123 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.22 × 25000 = 13061 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

(4) 기타 하중

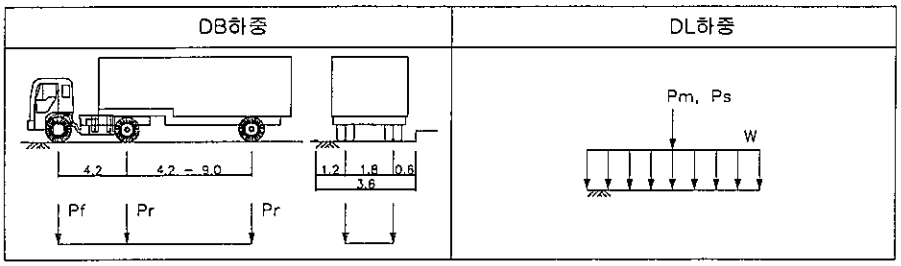
	위치	하중크기
1) 가드펜스	11.680m	176N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.825568	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.022887	0.003911
요소 중심간격(V)	2.430	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 5.913m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 10194.904

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.647$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 121.095

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.148$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

$K0 = 2\times\lambda\times Bb\times[A]\times[B]\times[C]$

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

$K1 = 1/2\times\sigma\times Bb\times[D]\times[E]\times[F]$

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

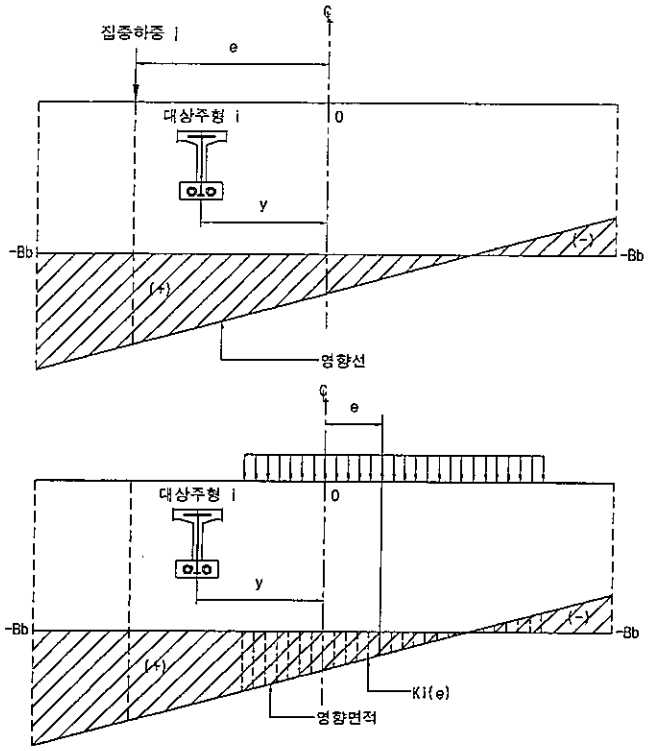
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 5.129	G2 2.699	G3 0.269	G4 -2.161	G5 -4.592	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-5.913	-0.079	-0.032	0.072	0.307	0.732	1.000
-0.75×Bb	-4.434	-0.045	0.026	0.138	0.322	0.559	1.000
-0.50×Bb	-2.956	-0.008	0.085	0.202	0.331	0.390	1.000
-0.25×Bb	-1.478	0.042	0.149	0.259	0.304	0.247	1.000
0.00×Bb	0.000	0.115	0.219	0.289	0.240	0.138	1.000
0.25×Bb	1.478	0.221	0.284	0.267	0.167	0.062	1.000
0.50×Bb	2.956	0.359	0.322	0.210	0.099	0.010	1.000
0.75×Bb	4.434	0.521	0.320	0.147	0.039	-0.027	1.000
1.00×Bb	5.913	0.676	0.306	0.087	-0.013	-0.056	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.129	G2 2.699	G3 0.269	G4 -2.161	G5 -4.592	합계 (∑)
방호벽(우)	-5.727	-0.075	-0.024	0.080	0.309	0.710	1.000
콘크리트포장	0.225	2.235	2.299	2.335	2.309	2.198	11.375
가드펜스	-5.767	-0.076	-0.026	0.079	0.309	0.715	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.129	G2 2.699	G3 0.269	G4 -2.161	G5 -4.592	합계 (Σ)
DB1	4.413	1.034	0.636	0.298	0.083	-0.050	2.000
DB2	1.413	0.443	0.553	0.524	0.342	0.138	2.000
DB3	-1.587	0.083	0.291	0.501	0.600	0.525	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.129	G2 2.699	G3 0.269	G4 -2.161	G5 -4.592	합계 (Σ)
DL1	4.413	0.518	0.320	0.148	0.040	-0.026	1.000
DL2	1.413	0.215	0.281	0.269	0.170	0.065	1.000
DL3	-1.587	0.037	0.144	0.255	0.308	0.256	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	1.034	0.636	0.298	0.083	-0.050	2.000
DB2	0.443	0.553	0.524	0.342	0.138	2.000
DB3	0.083	0.291	0.501	0.600	0.525	2.000
DB12	1.476	1.188	0.822	0.425	0.089	4.000
DB13	1.116	0.926	0.799	0.683	0.475	4.000
DB23	0.525	0.844	1.026	0.942	0.663	4.000
DB123	1.403	1.331	1.191	0.922	0.552	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.518	0.320	0.148	0.040	-0.026	1.000
DL2	0.215	0.281	0.269	0.170	0.065	1.000
DL3	0.037	0.144	0.255	0.308	0.256	1.000
DL12	0.733	0.601	0.417	0.210	0.038	2.000
DL13	0.555	0.464	0.403	0.348	0.230	2.000
DL23	0.252	0.426	0.524	0.478	0.321	2.000
DL123	0.693	0.671	0.605	0.466	0.265	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2484.4	3103.1	3096.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	266.4	1206.8	1492.5	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3221.4	2781.4	3320.2		
DL 활하중	3004.5	2573.8	3105.4		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3221.4	2781.4	3320.2		
합 계	10312.3	11431.4	12249.4		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	240.4	297.4	303.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	31.4	118.2	171.5	바닥판 합성단면	
DB 활하중	402.5	401.3	396.9		
DL 활하중	370.8	355.8	367.8		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	402.5	401.3	396.9		
합 계	1150.1	1292.6	1347.5		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	258.872	330.055	330.055	330.055	323.151	
합성후	26.353	55.444	81.983	111.797	190.861	
ADD	778.428	878.701	905.240	935.053	1007.214	
DB1	273.412	200.127	106.488	43.941	9.289	
DB2	134.917	165.041	154.015	109.960	57.974	
DB3	39.685	92.612	148.852	173.790	161.515	
DB12	407.439	365.179	259.557	152.298	55.462	
DB13	312.205	292.731	254.413	216.130	159.005	
DB23	174.607	257.676	302.872	283.755	219.513	
DB123	402.415	412.020	367.597	293.476	195.273	
DL1	256.386	180.756	96.644	42.478	9.923	
DL2	127.365	147.699	135.672	98.202	56.639	
DL3	38.437	82.819	130.768	153.395	155.612	
DL12	382.701	328.409	231.213	138.853	54.864	
DL13	293.783	263.565	226.319	194.056	153.881	
DL23	165.806	230.524	266.476	251.604	212.254	
DL123	379.049	370.131	325.816	263.026	189.442	
ENV	407.439	412.020	367.597	293.476	219.513	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1185.867	1290.721	1272.837	1228.530	1226.727	

8.3.2 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	258.872	330.055	330.055	330.055	323.151	
합성후	25.056	58.627	81.67	121.564	179.522	
ADD	777.13	881.884	904.927	944.821	995.875	
DB1	280.123	190.542	106.863	37.511	8.727	
DB2	139.229	163.457	154.11	106.529	55.751	
DB3	41.592	96.696	148.861	176.31	156.915	
DB12	418.285	353.837	260.074	141.909	52.84	
DB13	320.645	287.057	254.845	211.691	154.005	
DB23	180.826	260.176	302.975	282.845	212.689	
DB123	413.892	405.488	368.07	286.393	188.773	
DL1	267.874	167.604	97.071	35.434	9.466	
DL2	133.652	144.73	135.713	94.799	53.932	
DL3	40.584	87.013	130.947	157.494	148.662	
DL12	400.267	312.081	231.767	127.722	52.096	
DL13	307.21	254.402	227.011	190.43	146.869	
DL23	174.239	231.749	266.695	252.3	202.598	
DL123	396.792	359.211	326.475	256.697	180.697	
ENV	418.285	405.488	368.07	286.393	212.689	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1195.415	1287.372	1272.996	1231.213	1208.563	

8.3.3 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	258.872	330.055	330.055	330.055	323.151	
합성후	26.353	55.444	81.983	111.797	190.861	
ADD	778.428	878.701	905.240	935.053	1007.214	
DB1	9.125	38.929	110.121	190.727	277.352	
DB2	55.420	108.281	155.814	163.415	135.706	
DB3	161.109	176.731	146.259	95.028	42.524	
DB12	49.012	144.157	264.685	353.838	411.527	
DB13	154.729	212.636	255.138	285.476	318.350	
DB23	216.528	285.009	302.053	258.444	178.252	
DB123	189.106	288.796	369.848	403.974	408.656	
DL1	10.042	36.977	99.673	166.648	266.171	
DL2	53.227	96.637	136.979	144.076	131.077	
DL3	151.673	158.879	128.873	85.470	41.705	
DL12	48.629	130.102	235.271	310.372	395.475	
DL13	147.105	192.311	227.127	251.757	306.099	
DL23	204.900	255.516	265.852	229.546	172.781	
DL123	180.308	260.075	327.696	356.232	393.444	
ENV	216.528	288.796	369.848	403.974	411.527	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	994.955	1167.497	1275.088	1339.027	1418.741	

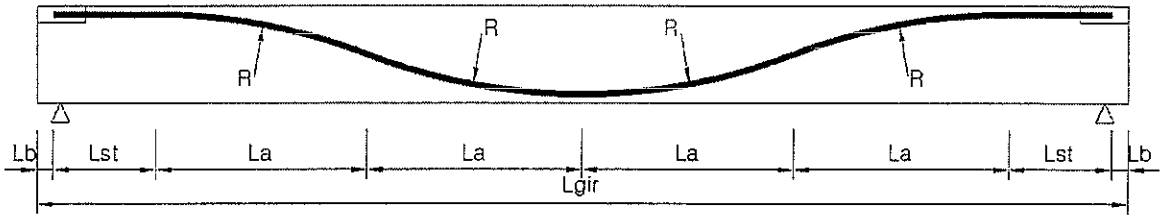
8.3.4 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	258.872	330.055	330.055	330.055	323.151	
합성후	25.056	58.627	81.67	121.564	179.522	
ADD	777.13	881.884	904.927	944.821	995.875	
DB1	9.766	45.094	109.917	199.612	270.813	
DB2	57.784	111.423	155.854	164.448	131.606	
DB3	165.938	173.591	146.389	90.707	40.737	
DB12	51.791	154.192	264.452	363.998	401.135	
DB13	159.973	216.387	254.994	290.282	310.271	
DB23	223.721	285.012	302.222	255.157	172.365	
DB123	195.953	295.001	369.754	409.23	397.695	
DL1	10.588	43.693	99.533	178.749	255.038	
DL2	56.086	99.666	137.155	146.289	125.129	
DL3	159.01	153.914	128.921	80.973	39.667	
DL12	51.505	140.773	235.185	324.967	378.677	
DL13	154.459	194.984	226.913	259.642	293.212	
DL23	215.096	253.58	266.076	227.262	164.796	
DL123	189.501	265.206	327.661	365.32	376.493	
ENV	223.721	295.001	369.754	409.23	401.135	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1000.851	1176.885	1274.68	1354.051	1397.01	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

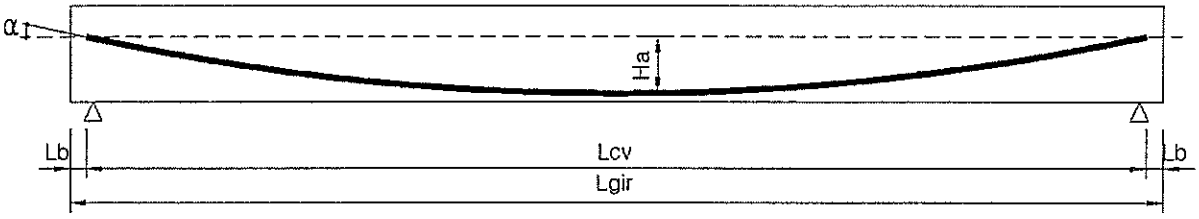
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 175971 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 159374 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

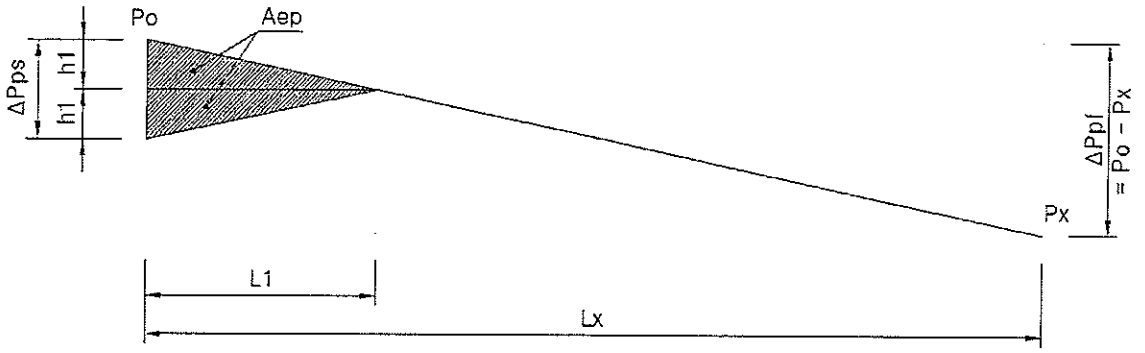
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	417977
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	377406
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	336304
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep / p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4073	1508400	19.244	156763	0
C2	19.565	4073	1508400	19.244	156763	0
T1	19.636	8962	1165080	11.402	204362	0
T2	19.610	21315	2995920	11.856	505402	0
T3	19.579	19276	2995920	12.467	480626	0
T4	19.566	17189	2995920	13.202	453853	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
①강선 경우 : $fps2 + fps3 + fps4 \cdots fpsN$
②강선 경우 : $fps3 + fps4 \cdots fpsN$
③강선 경우 : $fps4 \cdots fpsN$
…
ⓝ강선 경우 : 0

$fpsi = Pr / Anet + Pr \cdot e^2 / Inet$

- 긴장회수(N) = 3 회
- PS 강연선의 탄성계수(Ept) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(Eci) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- Pr = Po - ΔPpf - ΔPps
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 0.83842 m^2 , Inet = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3500000	-417977	0	3082023	-0.639012	4
T3	3500000	-377406	0	3122594	-0.639012	1
T4	3500000	-336304	0	3163696	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.555	15.112	-2.778	12.335	84.862	211.867
T4	7.655	7.457	-2.778	4.680	32.196	80.381
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.457	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-47.711
Σ	22.668	22.569	-8.333	14.237	97.948	244.537

Δfpe의 평균치 : 32.649 MPa

ΔPpe의 평균치 : 81.512 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N·m)
C1	-550000	79687	0	0	-470313	0.91099	-428449
C2	-550000	79687	0	0	-470313	0.91099	-428449
PS강봉 소계(압축)					-940626	0.91099	-856898
T1	1100000	-175971	0	0	924029	-0.48901	-451862
T2	3500000	-417977	0	47711	3129733	-0.63901	-1999939
T3	3500000	-377406	0	-211867	2910727	-0.63901	-1859991
T4	3500000	-336304	0	-80381	3083315	-0.63901	-1970277
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					10047805	-0.61966	-6282068

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-941	0.911	-856.90	
	강선	gs	10048	-0.620	-6282.07	
합성전 고정하중		bl			2484.44	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			266.40	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3221.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9107 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{941}{0.002514} = 374.155 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10048}{0.0084607} = -1187.585 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2484.44}{0.36724} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			7.152	-5.026	40.826	-26.307	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{266.40}{0.77500} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
fal	MPa	0.284	0.210	0.233	-0.386	1.231	-2.180	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3221.4 + 0}{0.77500} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
fll	MPa	3.435	2.537	2.819	-4.663	14.886	-26.361	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.3413} + n \cdot \frac{301.7}{0.7750} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
fsh	MPa	0.115	0.031	0.034	-0.666	-0.092	3.955	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.07 - 7 \times 4.40 = 162.077$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.15 + -8.08 = 16.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.06 + -0.34 = -4.40$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \quad -0.620 = 24.154 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2484}{0.36724} \quad -0.601 = -4.064 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{266}{0.77500} \quad -0.980 = -0.337 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -162.077 \times 0.0085 = -1371.288$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1371.288}{1.3413} + n \cdot \frac{1343.316}{0.7750} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
fcr	MPa	0.512	0.138	0.153	-2.967	-0.411	17.611	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 374.16\ + 40.83\ + 1.23\ ) \times\ 0.03\ =\ 12.486\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -12.486 \times 0.0025 = -31.391\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-31.391}{1.3413} + n \cdot \frac{-17.365}{0.7750} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
frgb	MPa	-0.040	-0.035	-0.039	0.002	-0.232	-0.009	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	181.246	0.000	36.400	162.077	12.389
T2	0.002497	167.419	19.110	36.400	162.077	11.446
T3	0.002497	151.168	-84.862	36.400	162.077	22.981
T4	0.002497	134.705	-32.196	36.400	162.077	18.866
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008461	634.537	-97.948	145.600	648.309	65.682
avg	0.002115	158.634	-24.487	36.400	162.077	16.420

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.420 \times 0.0085 = -138.93\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-138.93}{1.3413} + n \cdot \frac{136.09}{0.7750} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
frgs	MPa	0.052	0.014	0.016	-0.301	-0.042	1.784	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6724E+11 / 27804.0636 \times 2072563200 = 196.863$

$B = 1 + m = 1 + 196.863 = 197.863$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 196.863 \times 0.12 = -22.566 \ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.118 + 0.404 + 196.863 \times 0.005 + 196.863 \times 0.014$

$= 5.301$

$P = (1383.68 + 1133.29822) / 2 \times (138.7 \times 61)$

$= 10647699 \ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1191476.073 \ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -140635.036 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 86655.091 \ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 9883.079 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.624$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.895$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.341$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.522$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.171$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.231$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.387$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.110$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.624	2.895	-5.341	1.522	-4.709	1.231	
fsh2	MPa	-0.171	-0.231	0.387	-0.110	0.342	-0.089	
f2	MPa	2.453	2.664	-4.953	1.412	-4.368	1.142	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-941	0.911	-856.90	
	강선	gs	10048	-0.620	-6282.07	
합성전 고정하중		bl			3103.14	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1206.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2781.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9107 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{941}{0.002514} = 374.155 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10048}{0.0084607} = -1187.585 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3103.14}{0.36724} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			8.933	-6.277	50.992	-32.859	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1206.80}{0.83091} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fal	MPa	1.132	0.819	0.910	-1.705	4.714	-9.698	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2781.4 + 0}{0.83091} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fll	MPa	2.610	1.887	2.097	-3.929	10.865	-22.352	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.4344} + n \cdot \frac{301.7}{0.8309} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fsh	MPa	0.090	0.011	0.013	-0.641	-0.211	3.814	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.07 - 7 \times 6.50 = 147.392$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24 + -8.08 = 16.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.08 + -1.42 = -6.50$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \quad -0.620 = 24.154 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3103}{0.36724} \quad -0.601 = -5.075 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1207}{0.83091} \quad -0.980 = -1.423 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -147.392 \times 0.0085 = -1247.036$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1247.036}{1.4344} + n \cdot \frac{1221.598}{0.8309} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fcr	MPa	0.364	0.046	0.051	-2.595	-0.856	15.445	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 374.16\ + 50.99\ + 4.71\ ) \times 0.03 = 12.896\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -12.896 \times 0.0025 = -32.420\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-32.420}{1.4344} + n \cdot \frac{-17.934}{0.8309} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
frgb	MPa	-0.037	-0.033	-0.036	0.003	-0.216	-0.002	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	181.246	0.000	36.400	147.392	13.123
T2	0.002497	167.419	19.110	36.400	147.392	12.180
T3	0.002497	151.168	-84.862	36.400	147.392	23.715
T4	0.002497	134.705	-32.196	36.400	147.392	19.601
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008461	634.537	-97.948	145.600	589.566	68.619
avg	0.002115	158.634	-24.487	36.400	147.392	17.155

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -17.155 \times 0.0085 = -145.14\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-145.14}{1.4344} + n \cdot \frac{142.18}{0.8309} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
frgs	MPa	0.042	0.005	0.006	-0.302	-0.100	1.798	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36723794 / 27804.0636 \times 0.00262932 = 155.177$

$B = 1 + m = 1 + 155.177 = 156.177$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 155.177 \times 0.12 = -17.564\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.118 + 0.404 + 155.177 \times 0.005 + 155.177 \times 0.014$

$= 4.501$

$P = (1383.68 + 1149.5534) / 2 \times 138.7 \times 61 = 10716464\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1508946.136\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -178717.454\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93585.043\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10524.839\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.647$ MPa

$f_{c2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.862$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.765$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.929$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.203$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.418$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.647	2.862	-6.765	1.929	-5.965	1.560	
fsh2	MPa	-0.139	-0.203	0.418	-0.119	0.369	-0.096	
f2	MPa	2.508	2.659	-6.347	1.811	-5.597	1.464	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-941	0.911	-856.90	
	강선	gs	10048	-0.620	-6282.07	
합성전 고정하중		bl			3096.64	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1492.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3320.20	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9107 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{941}{0.002514} = 374.155 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10048}{0.0084607} = -1187.585 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3096.64}{0.36724} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			8.914	-6.264	50.886	-32.790	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1492.50}{0.84358} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
fal	MPa	1.361	0.979	1.087	-2.097	5.609	-11.948	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3320.2 + 0}{0.84358} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
fll	MPa	3.027	2.177	2.419	-4.665	12.477	-26.580	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.4572} + n \cdot \frac{301.7}{0.8436} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
fsh	MPa	0.085	0.008	0.008	-0.635	-0.235	3.783	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.07 - 7 \times 6.80 = 145.293$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.15 + -8.08 = 16.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.06 + -1.73 = -6.80$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \quad -0.620 = 24.154 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3097}{0.36724} \quad -0.601 = -5.065 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1493}{0.84358} \quad -0.980 = -1.733 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -145.293 \times 0.0085 = -1229.281$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1229.281}{1.4572} + n \cdot \frac{1204.206}{0.8436} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
fcr	MPa	0.339	0.030	0.034	-2.536	-0.936	15.102	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 374.16\ + 50.89\ + 5.61\ ) \times 0.03 = 12.919\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -12.919 \times 0.0025 = -32.480\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-32.480}{1.4572} + n \cdot \frac{-17.967}{0.8436} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
frgb	MPa	-0.036	-0.032	-0.035	0.003	-0.212	0.000	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	181.246	0.000	36.400	145.293	13.228
T2	0.002497	167.419	19.110	36.400	145.293	12.285
T3	0.002497	151.168	-84.862	36.400	145.293	23.820
T4	0.002497	134.705	-32.196	36.400	145.293	19.706
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008461	634.537	-97.948	145.600	581.172	69.039
avg	0.002115	158.634	-24.487	36.400	145.293	17.260

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -17.260 \times 0.0085 = -146.03\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-146.03}{1.4572} + n \cdot \frac{143.05}{0.8436} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
frgs	MPa	0.040	0.004	0.004	-0.301	-0.111	1.794	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36723794 / 27804.0636 \times 0.00262932 = 155.177$

$B = 1 + m = 1 + 155.177 = 156.177$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 155.177 \times 0.12 = -17.564\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.118 + 0.404 + 155.177 \times 0.005 + 155.177 \times 0.014$

$= 4.501$

$P = (1383.68 + 1151.8761) / 2 \times 138.7 \times 61 = 10726290\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1505981.797\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -178332.232\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93585.043\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10524.839\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.640$ MPa

$f_{C2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.858$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.752$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.925$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.203$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.418$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.640	2.858	-6.752	1.925	-5.954	1.557	
fsh2	MPa	-0.139	-0.203	0.418	-0.119	0.369	-0.096	
f2	MPa	2.502	2.655	-6.334	1.807	-5.585	1.461	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.819

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	
계				2.150	17.287	374.155	-1187.585	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.152	-5.026	40.826	-26.307	
4	fal	0.284	0.210	0.233	-0.386	1.231	-2.180	
5	fll	3.435	2.537	2.819	-4.663	14.886	-26.361	
6	fsh	0.115	0.031	0.034	-0.666	-0.092	3.955	
7	fcr	0.512	0.138	0.153	-2.967	-0.411	17.611	
8	frgb	-0.040	-0.035	-0.039	0.002	-0.232	-0.009	
9	frgs	0.052	0.014	0.016	-0.301	-0.042	1.784	
10	f2	2.453	2.664	-4.953	1.412	-4.368	1.142	
계		6.811	5.559	7.565	4.693	425.953	-1217.951	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-470.313	-470.313	924.029	3129.733	2910.727	3083.315	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	±0.0000
fps	(MPa)	-374.155	-374.155	951.724	1253.598	1165.876	1235.006	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.2 G2~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.831

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	
계				2.150	17.287	374.155	-1187.585	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.933	-6.277	50.992	-32.859	
4	fal	1.132	0.819	0.910	-1.705	4.714	-9.698	
5	fll	2.610	1.887	2.097	-3.929	10.865	-22.352	
6	fsh	0.090	0.011	0.013	-0.641	-0.211	3.814	
7	fcr	0.364	0.046	0.051	-2.595	-0.856	15.445	
8	frgb	-0.037	-0.033	-0.036	0.003	-0.216	-0.002	
9	frgs	0.042	0.005	0.006	-0.302	-0.100	1.798	
10	f2	2.508	2.659	-6.347	1.811	-5.597	1.464	
계		6.710	5.396	7.776	3.653	433.746	-1229.975	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-470.313	-470.313	924.029	3129.733	2910.727	3083.315	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	0.00000
fps	(MPa)	-374.155	-374.155	951.724	1253.598	1165.876	1235.006	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.832

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	
계				2.150	17.287	374.155	-1187.585	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.914	-6.264	50.886	-32.790	
4	fal	1.361	0.979	1.087	-2.097	5.609	-11.948	
5	fll	3.027	2.177	2.419	-4.665	12.477	-26.580	
6	fsh	0.085	0.008	0.008	-0.635	-0.235	3.783	
7	fcr	0.339	0.030	0.034	-2.536	-0.936	15.102	
8	frgb	-0.036	-0.032	-0.035	0.003	-0.212	0.000	
9	frgs	0.040	0.004	0.004	-0.301	-0.111	1.794	
10	f2	2.502	2.655	-6.334	1.807	-5.585	1.461	
계		7.318	5.821	8.248	2.598	436.047	-1236.764	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-470.313	-470.313	924.029	3129.733	2910.727	3083.315	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	0.00000
fps	(MPa)	-374.155	-374.155	951.724	1253.598	1165.876	1235.006	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2484.44	30891	0.3672	34.70
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.7750	11.55
프리스트레스 도입직후	-7138.97	30891	0.3328	-110.01
프리스트레스 손실	965.48	30891	0.7750	6.39
활하중	3221.40	30891	0.7750	21.32

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	3103.14	30891	0.3672	43.34
합성후 고정하중	1206.80	30891	0.8309	7.84
프리스트레스 도입직후	-7138.97	30891	0.3328	-110.01
프리스트레스 손실	965.48	30891	0.7750	6.39
활하중	2781.40	30891	0.7750	18.41

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25($ = 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -110.01) = -34.68 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 34.70 + 11.55 + -103.62)

= 10.75 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -110.01) = -34.68 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 43.34 + 7.84 + -103.62)

= 16.32 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-43.13	-43.13	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-77.81	-77.81	
바닥판 타설 후	-43.11	-34.47	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-14.43	-3.92	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	21.32	18.41	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 21.32 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G4 거더

δv = 18.41 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 16144234.8 N · m

2) 단면 제원

b =	2430.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	1897.8	mm			
Ap1 =	0.0084607	m^2	=	8460.7 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001835

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1819.9 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 276.1 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 276.1 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.124

qp (=0.124) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 33425.70 kN · m

Φ · Mn (=33425.704) > Mu (=16144.235) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18233.590 kN · m

fpe = 22.319 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-18233.59) < Φ · Mn (=33425.704) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G5 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	475.80	3.92
합성전	240.41	1.21
합성후	31.40	3.30
활하중	402.48	18.58

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1837.2 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6760.2 kN · m

fpe = 22.319 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 45.81 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1218.69 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 180682.96 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 180682.96 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 8646551 N = 8646.55 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10988430 / 838423 = 13.106 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10047805 × 0.1995 = 2004184.61 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8646.6 kN

3) øVc = 0.80 × 8646.6 = 6917.2 kN

1/2 øVc = 3,458.620 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	454.52	251.92
합성전	233.82	129.20
합성후	30.37	20.28
활하중	394.03	207.53

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1781.5 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) ≒ 6760.2 kN · m

fpe = 22.319 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 640.51 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1190.61 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 13111.79 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 13111.79 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3664776.12 N = 3664.78 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10988430 / 838423 = 13.106 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10047805 × 0.1995 = 2004184.61 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3664.8 kN

3) øVc = 0.80 × 3664.8 = 2931.8 kN

1/2 øVc = 1,465.910 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avail = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	185.84	968.51
합성후	22.86	126.75
활하중	333.81	1496.00

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1423.1 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6760.2 kN · m

fpe = 22.319 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 4640.24 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 989.00 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1865.88 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1865.88 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3664776.12 N = 3664.78 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10988430 / 838423 = 13.106 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10047805 × 0.1995 = 2004184.61 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1865.9 kN

3) øVc = 0.80 × 1865.9 = 1492.7 kN

1/2 øVc = 746.353 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$Av = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (1423.1 - 1492.7) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= - 80.51 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy = 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.083$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.486 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 704700$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.083 \times 704700 = 58490.1$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58490.1 / (2.43 \times 0.80)$

$= 0.06$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.215$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.5832 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 845640$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.215 \times 845640 = 181812.6$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 181812.6 / (2.43 \times 0.80)$

$= 0.187$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 747.6 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.573$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 402.5 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.308 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.573 + 2.15 x 0.308

= 1.407 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.573 + 0.308 + 0.060)

= 1.223 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.060 + 0.187)

= 0.321 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.
- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

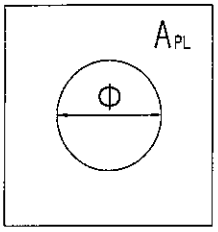
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

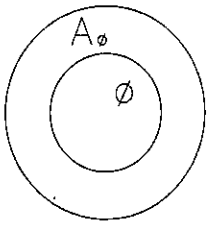
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,500,000	3,129,733	2,563,397
T3	3,500,000	2,910,727	2,384,021
T4	3,500,000	3,083,315	2,525,378
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{((Ab' / Ab) - 0.2)} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

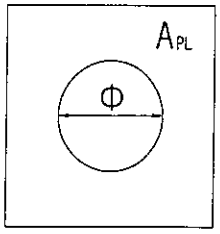
구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

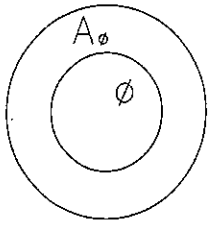
fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m^2)$	$A\Phi(m^2)$	$\Phi(m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,500,000	3,129,733	2,563,397
T3	3,500,000	2,910,727	2,384,021
T4	3,500,000	3,083,315	2,525,378
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \quad \leq \quad 1.1 \times fci$$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

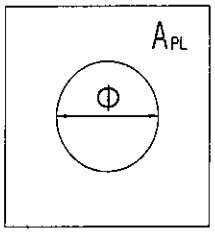
구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

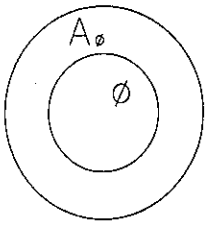
fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(m²)	AΦ(m²)	Φ(m)	유효단면적(m²)
T2	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,500,000	3,129,733	2,563,397
T3	3,500,000	2,910,727	2,384,021
T4	3,500,000	3,083,315	2,525,378
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T3	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T4	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/18연선	3,129,733	0.115	27.2	31.7	O.K
T3	15.2/18연선	2,910,727	0.115	25.3	31.7	O.K
T4	15.2/18연선	3,083,315	0.115	26.8	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T3	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T4	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/18연선	3,129,733	0.115	27.2	31.7	O.K
T3	15.2/18연선	2,910,727	0.115	25.3	31.7	O.K
T4	15.2/18연선	3,083,315	0.115	26.8	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 10500000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 10500000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10500000 × sin 0.12467

= 1901393.2 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1901393.22 / (0.8 × 300.0) = 9507.0 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준, P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 1901393.220 = 38027.864 N

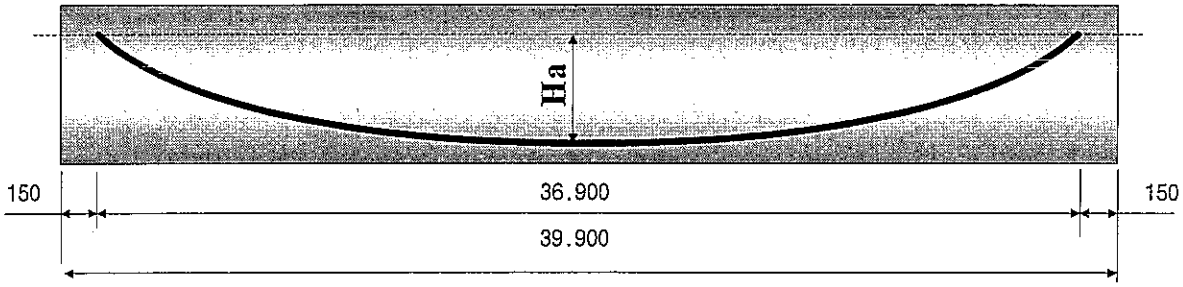
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 38027.864 / 180 = 211.266 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0024966	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0024966	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0024966	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$\triangle L = (Po + Pnet) \times (Lps/2)/(Ap \times Ep)$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-550.00	-470.31	39.130	-79.405
C2	4	-550.00	-470.31	39.130	-79.405
T1	4	1100.00	924.03	39.272	204.676
T2	4	3500.00	3129.73	39.219	260.367
T3	1	3500.00	2910.73	39.157	251.370
T4	2	3500.00	3083.32	39.131	257.963
T5	-	-	-	-	-

S2

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

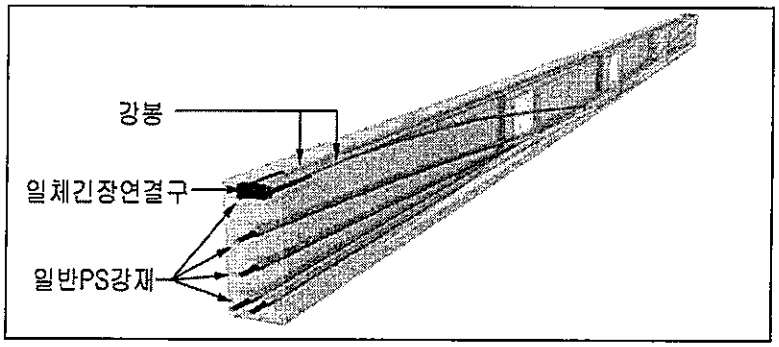
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

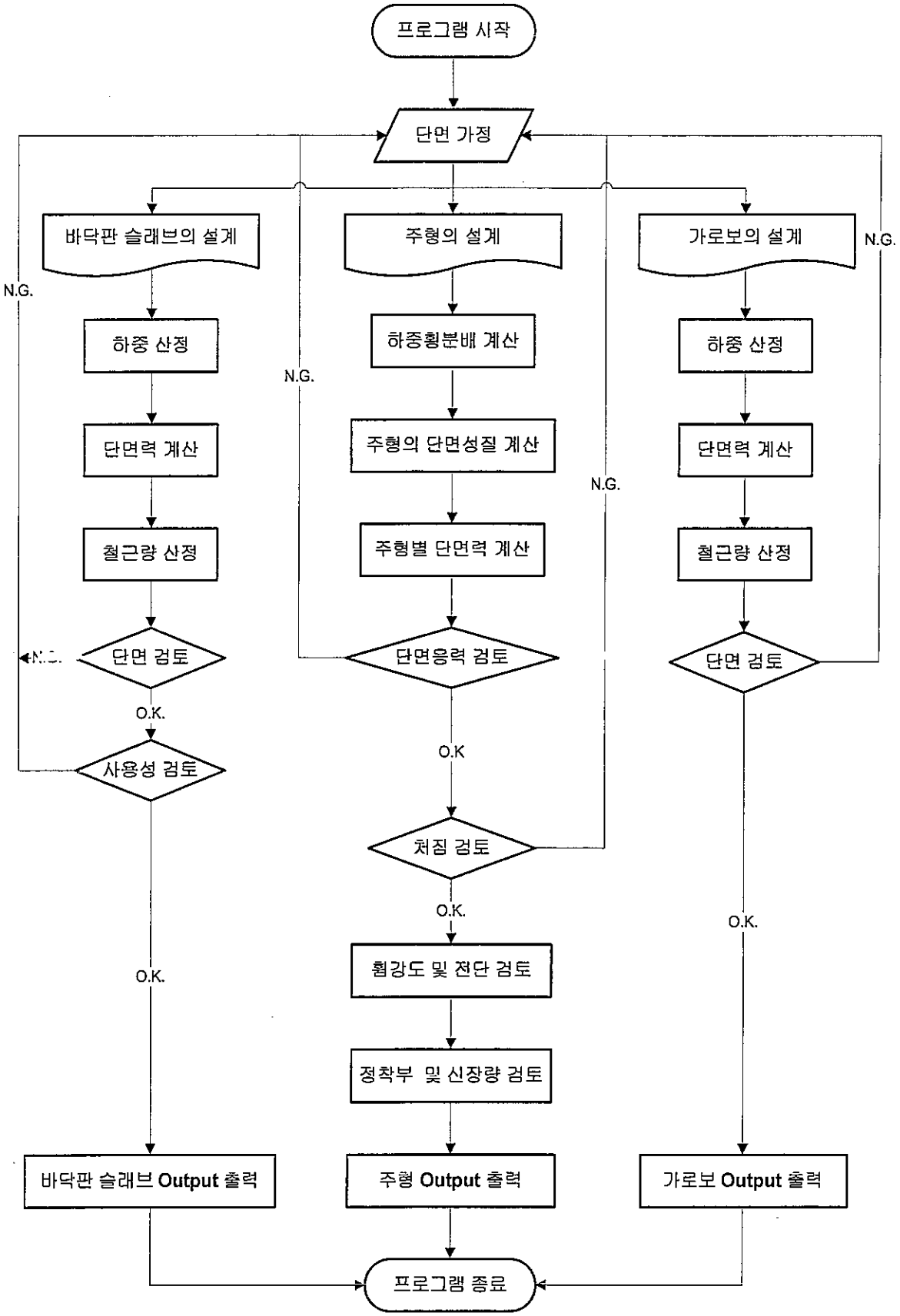
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 삼장남교_오창방향 S2
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 40.000 m
(2) 거 더 전 장 : 39.900 m
(3) 설 계 지 간 : 39.000 m
(4) 교 량 폭 원 : 11.825 m
(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조
(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

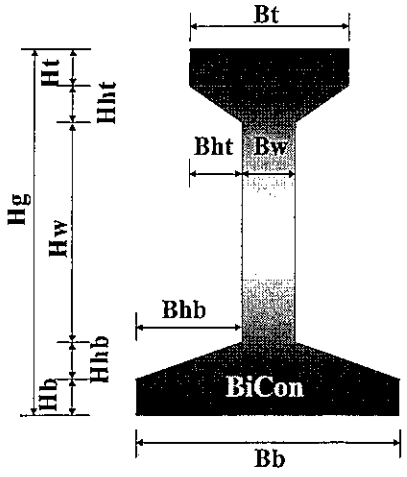
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

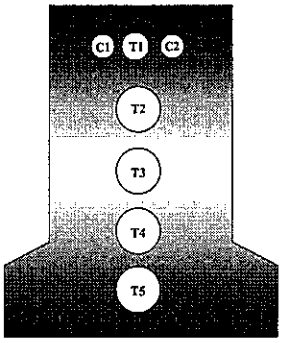
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

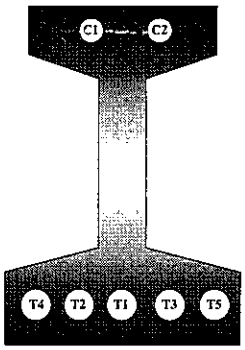
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	18EA	18EA	18EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-550kN	-550kN	1100kN	3500kN	3500kN	3500kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

(1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

(2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.

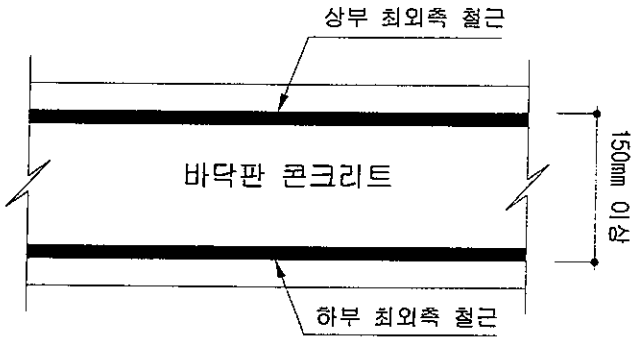
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(4) 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.

(5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

6 ≤ 1.620 m / 0.240 m = 6.75 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.620 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 흠집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

(10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 켄틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

0.733 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.400 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	캔틸레버구간	캔틸레버 헌치 및 내측바닥판	중앙측 내측바닥판	비 고
좌측	강도설계법	강도설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

(3) 현장타설 되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근하되 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.

4.1.3 사용철근량

(1) 바닥판 슬래브 단면 : 1000 × 240 = 240000 mm^2

(2) 주철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

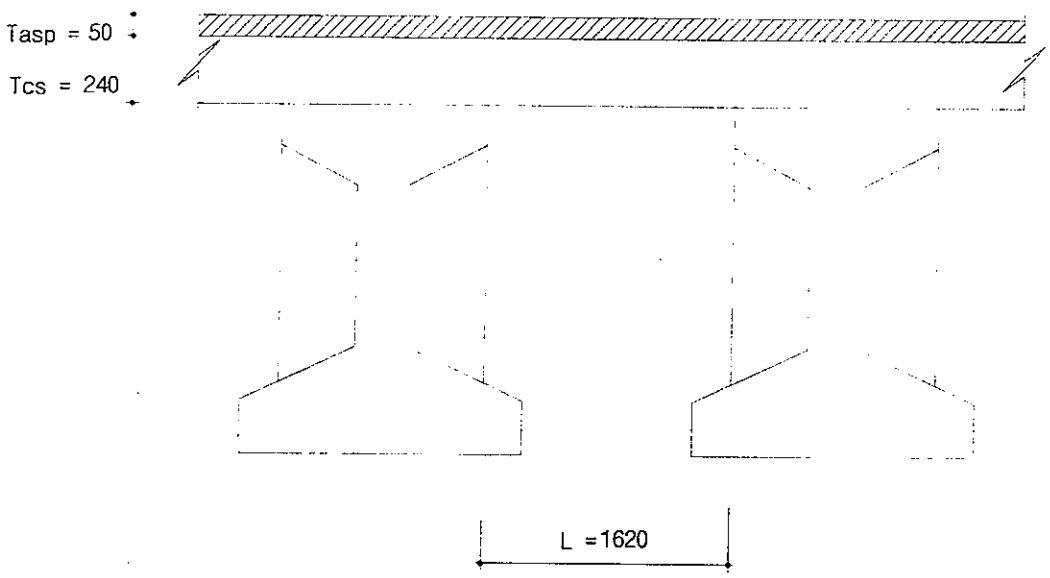
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

Σ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 켄틸레버인접 중앙지간부 및 쐐기 중앙지간부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 1.620 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

Tmin = 30 × L + 130 = 178.60 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

바닥판	:	Wc × Tcs × 1m =	6.0 kN/m
포 장	:	Wasp × Tasp × 1m =	1.175 kN/m
기 타	:		
합계(WD)	:		7.175 kN/m

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$M_D = W_D \cdot L^2 / 10 =$ 1.883 kN · m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.360 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서 L은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (1 + i) · (L + 0.6) · Pr / 9.6

= (1 + 0.3) · (1.62 + 0.6) · 96 / 9.6 = 28.860 kN · m

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

ML(i) = 0.8×ML(i) = 23.088 kN · m

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

Mu = 1.3MD + 2.15ML = 52.087 kN · m

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

Mnet = MD + ML = 24.971 kN · m

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 52087000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 200.00 (mm) , d' = 40.00 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 (MPa) , f_y = 400 (MPa)

4) 강도감소계수 : Φ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (200.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0378

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 68000 As - 52087000.0 = 0 에서

As(req) = 793.415 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0040

최대철근비 : Pmax = 0.714 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 793.415

② As(min) = 700.000 ∴ As = 793.415 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1057.887

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 64.602 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 64.602 kN · m > Mu = 52.087 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

Tmin = L / 28 = 1.62 × 1000 / 28 = 57.857 mm

Tcan (240mm) > Tmin (57.857mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 24.971 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00497

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.245

j = 1 - (k / 3) = 0.918

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 136.829 MPa

Fsmax (=136.829MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 40.00 - H 16 / 2 = 32.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 136.83) - 3 × 32.00 = 495.536 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 136.83) = 460.429 mm

Sa는 작은 값인 460.429 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 460.429 mm) ---------- O.K

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 23.088 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 126.51 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 531.588 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 400.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 531.588 mm^2

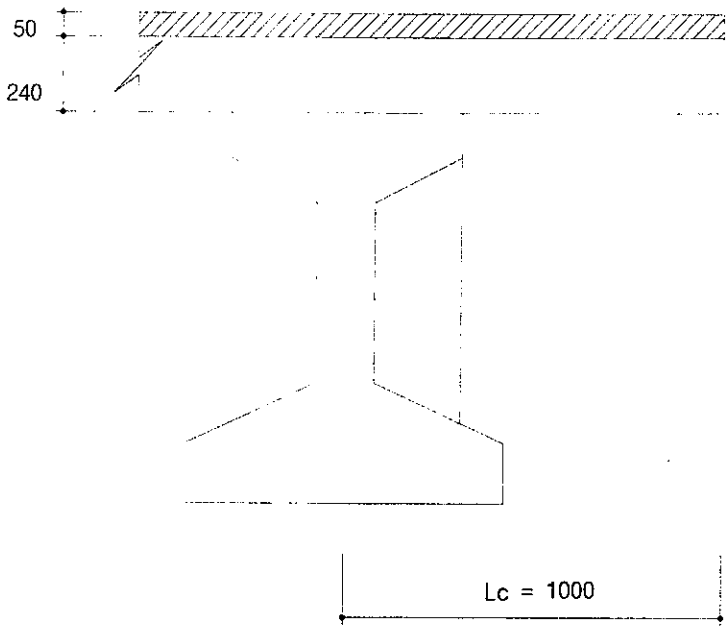
H 16 @ 250 = 794.400

794.400 mm^2 > 531.588 mm^2 ---------- O.K

794.400 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3 일반 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.300 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

L > 0.25 m

Tmin = 80 × L + 230 = 254.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 280.000 mm > Tmin = 254.000 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
바닥판	0.144	25.000	3.600	0.300	1.080
현 치	0.000	25.000	0.000	0.013	0.000
포 장	0.030	23.000	0.690	0.300	0.207
합 계			4.290		1.287

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.380 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.372 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) ·X ·(1 + i)

= (96.000 / 1.380) · 0.300 ·(1 + 0.300) = 27.130 kN · m

(3) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	MD	1.287	
2	활하중	ML	27.130	
극한 하중			60.004	1.3MD + 2.15ML(i)
사용 하중			28.417	1.0MD + 1.0ML(i)

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 60004000.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 280.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 220.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 993.000 × 400.000 = 397200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 17.307 mm , c = 17.307 / β1

= 17.307 / 0.85 = 14.711 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (220.000 - 14.711) / 14.711

= 0.0419

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 74800 As - 60004000.0 = 0 에서

As(req) = 829.445 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0038

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 829.445

② As(min) = 770.000 ∴ As = 829.445 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1105.927

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 71.355 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 17.307 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 71.355 kN · m > Mu = 60.004 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.6 × 1000 / 10 = 60 mm

Tcan (280mm) > Tmin (60mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 28.417 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00451

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.235

j = 1 - (k / 3) = 0.922

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 141.197 MPa

Fsmax (=141.197MPa) < 0.6Fy (=240MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= ## × (## / 141.2) - 3 × 52.00 = 427.731 mm

300 × (210 / Fsmax) = ## × (## / 141.2) = 446.185 mm

Sa는 작은 값인 427.731 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 427.731 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 27.130 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 134.8 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p 4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 555.728 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 440.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 555.728 mm^2

H 16 @ 250 = 794.4 mm^2 ≤ 1800.000 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	1.287	
2	활하중	Ml	27.130	
3	충돌하중	Mco	0.000	
4	풍하중	Mw	0.000	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.30	4.30			118.334	
Case 2	1.30		1.30		1.673	
Case 3	1.30	2.60		0.65	72.212	
Case 4	1.30	2.60	1.30		72.212	
Case 5	1.20		1.20	1.20	1.544	
적 용					118.334	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 118333969.6 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 280.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 220.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (220.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 74800 As - 118333969.6 = 0 에서

As(req) = 1695.938 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0077

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 1.0469

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1695.938

② As(min) = 770.000

③ 4/3×As = 2261.251

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1658.890

∴ As = 1695.938 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ----------O.K

4) 설계휨강도

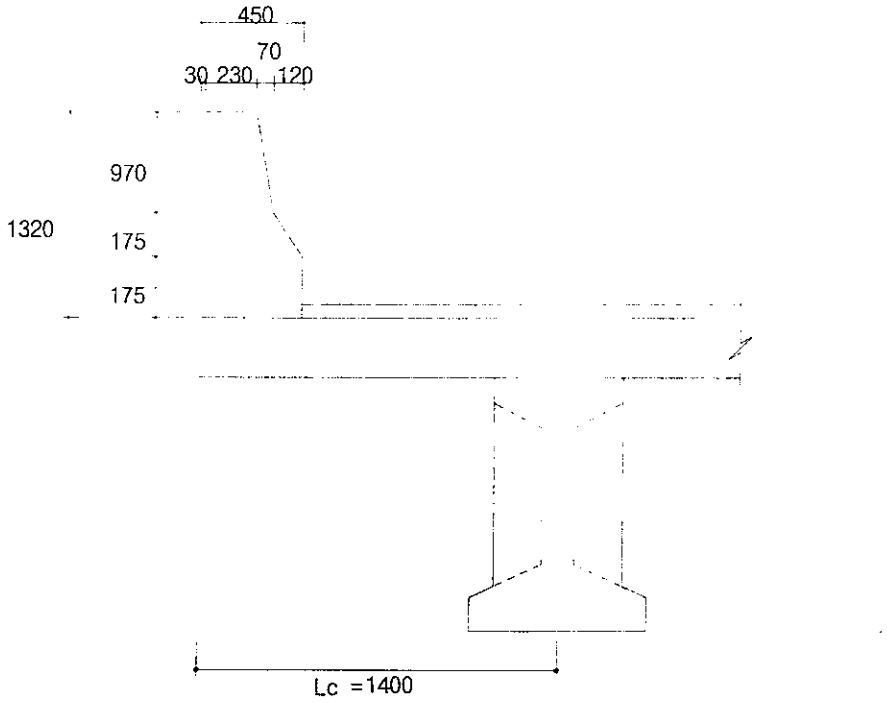
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 136.866 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 136.866 kN · m > Mu = 118.334 kN · m ----------O.K

4.4 캔틸레버 부

4.4.1 단면치수



4.4.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.250 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 250.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 253.000 mm > Tmin = 250.000 mm ---------- O.K

4.4.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.815	8.028
바닥판	0.253	25.000	6.325	0.500	3.163
포 장	0.028	23.500	0.646	0.275	0.178
방음판			0.000	0.855	0.000
합 계			16.821		11.369

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.340 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) · X · (1 + i)

= (96.000 / 1.340) · 0.250 (1 + 0.300) = 23.284 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.177 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.177 = 11.765 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN· m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	812	3.214

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R=1050m이며 중심각이 4.406° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1050 = 7.5%

Pcf = (96 / 1.340) · 0.075 = 5.390 kN

Mcf = 5.390 × 1.800 = 9.702 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	11.369	
2	활하중	Ml	23.284	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.214	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	9.702	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	77.452	44.355	
Case 2	18.957	14.583	
Case 3	59.591	47.325	
Case 4	57.661	44.355	
Case 5	57.299	47.325	
Case 6	87.994	67.688	
Case 7	45.499	37.916	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	87.994	
사 용 하 중	67.688	

4.4.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 87993856.7 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 253.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 193.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (193.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0167

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 65620 As - 87993856.7 = 0 에서

As(req) = 1433.786 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0074

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1433.786

② As(min) = 675.500 ∴ As = 1433.786 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1911.715

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

Σ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 118.635 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ φf · Mn = 118.635 kN · m > Mu = 87.994 kN · m ---------- O.K

4.4.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 1 × 1000 / 10 = 100 mm

Tcan (253mm) > Tmin (100mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 67.688 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01029

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.332

j = 1 - (k / 3) = 0.889

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 198.645 MPa

Fsmax (=198.645 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 198.65) - 2.5 × 52.00 = 266.436 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 198.65) = 317.149 mm

Sa는 작은 값인 266.436 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 266.436 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 23.284 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 68.331 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.4.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 960.637 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 386.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 960.637 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2

$\sum$ = 1146.000 mm^2 > 960.637 mm^2 ---------- O.K

4.4.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	11.369	
2	활하중	Ml	23.284	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			114.899	
Case 2	1.3		1.3		45.113	
Case 3	1.3	2.6		0.65	77.248	
Case 4	1.3	2.6	1.3		105.650	
Case 5	1.2		1.2	1.2	45.206	
적 용					114.899	

(2). 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 114899103.0 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 253.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 193.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 3871.000 × 400.000 = 1548400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 67.468 mm , c = 67.468 / β1

= 67.468 / 0.85 = 57.348 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (193.000 - 57.348) / 57.348

= 0.0071

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 65620 As - 114899103.0 = 0 에서

As(req) = 1916.894 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0099

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1916.894

② As(min) = 675.500

③ 4/3×As = 2555.859

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2867.572

∴ As = 2867.572 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 22 @ 200 = 1935.500

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 3871.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

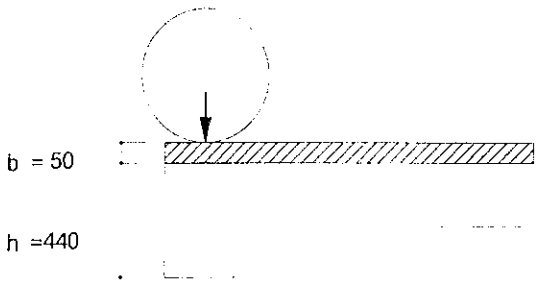
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 209.616 kN · m

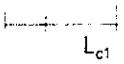
a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 67.468 mm

∴ ϕ_f · Mn = 209.616 kN · m > Mu = 114.899 kN · m ---------- O.K

4.5. 슬래브 단부 설계

4.5.1 단면치수





4.5.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.495 = 0.595 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 2.168 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.028 ≤ 0.300 ∴ i = 0.028

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.495 + 0.98 = 1.153 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 53.567 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 117.988 kN · m

4.5.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 117987707.9 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm) , d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1588.800 × 400.000 = 635520.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 27.692 mm , c = 27.692 / β1

= 27.692 / 0.85 = 23.538 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 23.538) / 23.538

= 0.0286

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 84320 As - 117987707.9 = 0 에서

As(req) = 1475.821 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0060

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1475.821

② As(min) = 868.000 ∴ As = 1475.821 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1967.761

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 16 @ 250 = 794.400

Σ = 1588.800 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

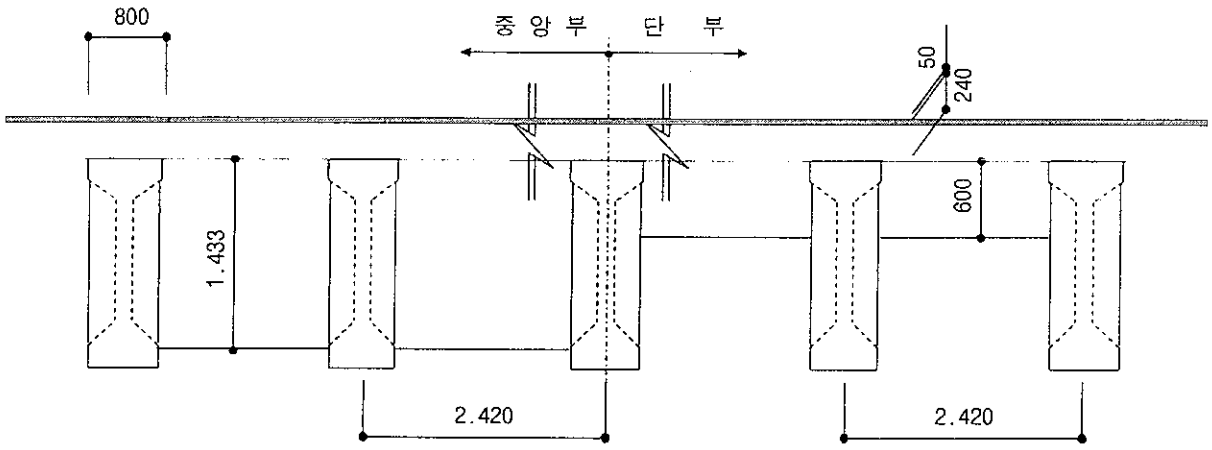
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 126.488 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 27.692 mm

∴ φf · Mn = 126.488 kN · m > Mu = 117.988 kN · m ---------- O.K

4.6 가로보의 설계



4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

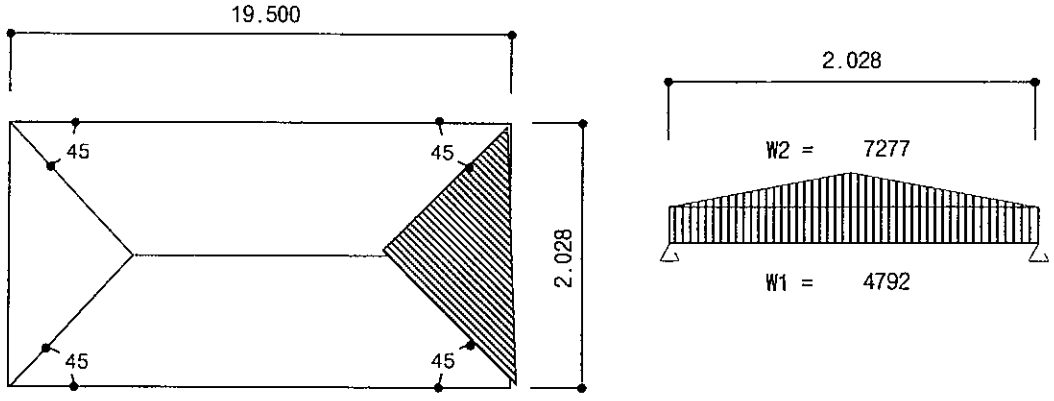
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.420 m

빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.420 − 0.800 = 1.620 m

교량사각 : 127.0 ° 가로보 사지간 1.620 ÷ SIN (127.0) = 2.028 m

2)작용하중

(1)고정하중



빔 폭: 0.400 × SIN (127.0) = 0.319 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (127.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 4792 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.014 × 2500 + 0.050 × 1.014 × 2350) × 10 = 7277 N/m

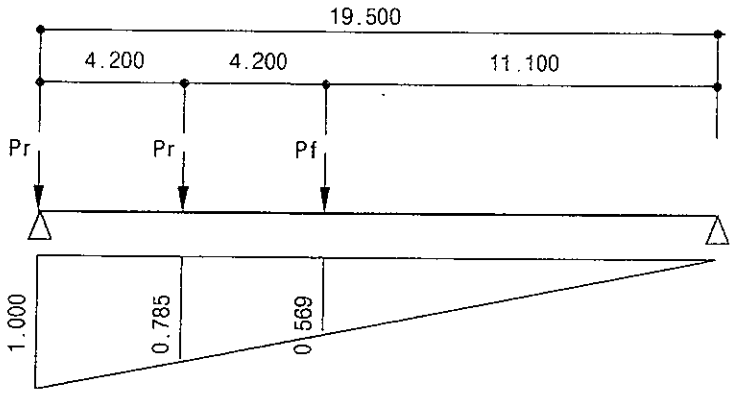
작용 단면력

Rad = 4792 × 2.028 × 1/2 + (2.028 × 7277 × 1/2) × 1/2 = 8550 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{4792 \times 2.028^2}{8} + \frac{7277 \times 2.028^2}{12} = 4960 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



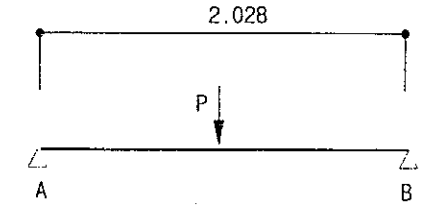
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

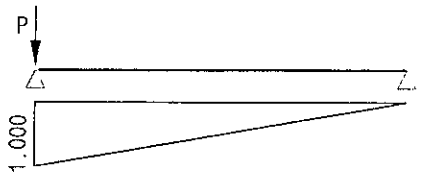
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.785) + 18.0 \times 0.569)\} \times 1.252 = 173.715 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{173.715 \times 2.028}{4}$$

$$= 88.093 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 173.715 \times 1.000 = 173.715 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

Md	kN · m	4.960	88.093
Sd	kN	8.550	173.715

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 4.960 + 2.150 \times 88.093 = 195.848 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 8.550 + 2.150 \times 173.715 = 384.602 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

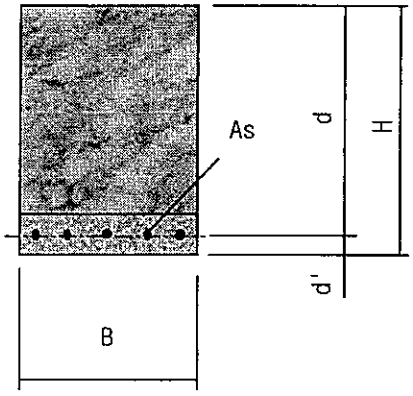
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 195.848 kN·m

b = 400.0 mm　　h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm　　d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85



[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1520.1 × 300 = 456030

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 400 = 9180 × a

T = C 이므로, a = 49.676 mm , c = 49.676 / β1

= 49.676 / 0.85 = 42.225 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (770 - 42.225) / 42.225

= 0.0517

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.03268 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-4.167\ As^2 + 196350\ As$

$=$ 195848000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,019.5 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 1,333.7 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,359.3 ㎟ 이상이어야 한다

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 0.00494 < $Pmax = 0.643\ Pb$ = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.75 \times 600/(600 + fy) \times d$ = 385.00 mm > $c = a/0.85$ = 58.44 mm

Max. $a = 0.85 \times c$ = 327.25 mm > $a = fy\ As/(0.85\ fck\ b)$ = 49.68 mm

$jd = d - a/2$ = 745.16 mm

$C = 0.85\ fck\ a\ b$ = 456.030 kN , $T = fy\ As$ = 456.030 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd$ = 288.844 kN·m > Mu = 195.848 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.028 ÷ 0.770 = 2.634 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 853.555 kN > Su = 384.602 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 213.389 kN < Su = 384.602 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.634}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.634}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 384.602 kN O.K.

4.4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

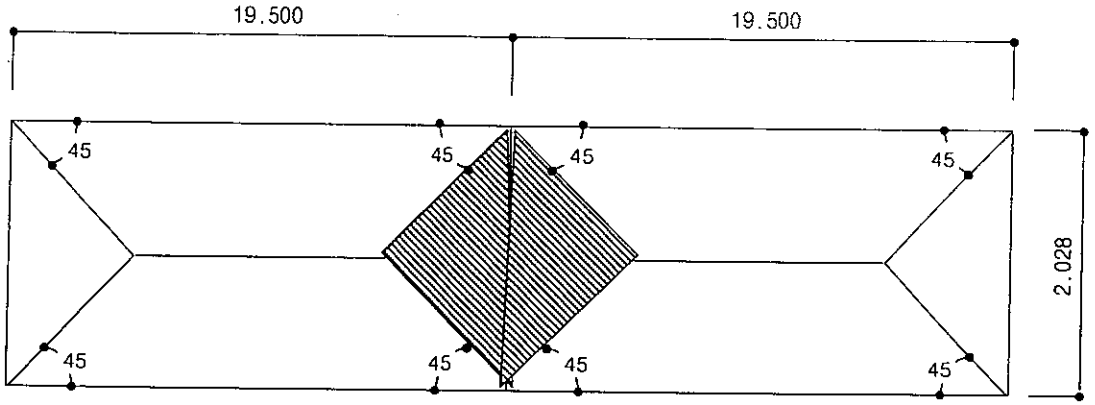
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.420 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.420 − 0.800 = 1.620 m

교량사각 : 127.0 °　　가로보 사지간 : 1.620 ÷ SIN (127.0) = 2.028 m

2) 작용하중

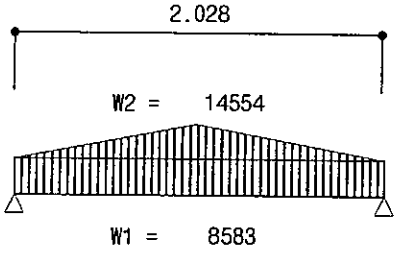
(1) 고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (127.0) = 0.240 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (127.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 8583 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.028 × 2500 + 0.050 × 2.028 × 2350) × 10 = 14554 N/m



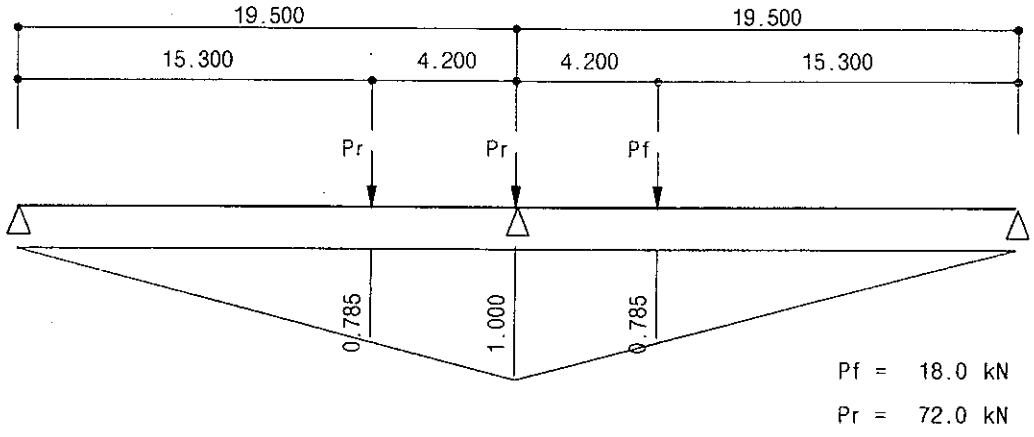
작용 단면력

Rad = 8583 × 2.028 × 1/2 + (2.028 × 14554 × 1/2) × 1/2 = 16086 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{8583 \times 2.028^2}{8} + \frac{14554 \times 2.028^2}{12} = 9405 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

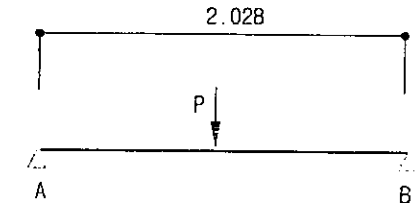
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 19.500} = 0.252 < 0.3$$

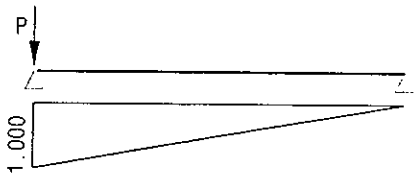
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.785) + 18.0 \times 0.785)\} \times 1.252 = 178.612\ kN$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{178.612 \times 2.028}{4}$$

$$= 90.577 \ kN \cdot m$$



$$R_{Al} = 178.612 \times 1.000 = 178.612 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

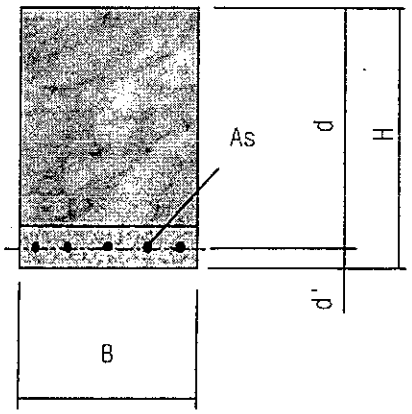
	kN · m	9.405	90.577
	kN	16.086	178.612

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3\, m_d + 2.15\, m_l = 1.300 \times 9.405 + 2.150 \times 90.577 = 206.967 \ kN \cdot m$$

$$V_u = 1.3\, S_d + 2.15\, S_l = 1.300 \times 16.086 + 2.150 \times 178.612 = 404.928 \ kN \cdot m$$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 206.967 kN·m

b = 300.0 mm h = 1673.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1603.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (1603 - 37.533) / 37.533

= 0.1251

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 408765 As

= 206967000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 509.9 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,082.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,244.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 679.8 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00211 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1580.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

ΦMn = Φfy As jd = 408.537 kN·m > Mu = 206.967 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.028 ÷ 1.603 = 1.265 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 1332.709 kN > Su = 404.928 kN 0.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 333.177 kN < Su = 404.928 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 300 mm 0.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 321 mm or 300 mm 0.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.265}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.265}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 404.928 kN 0.K.

4.4.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

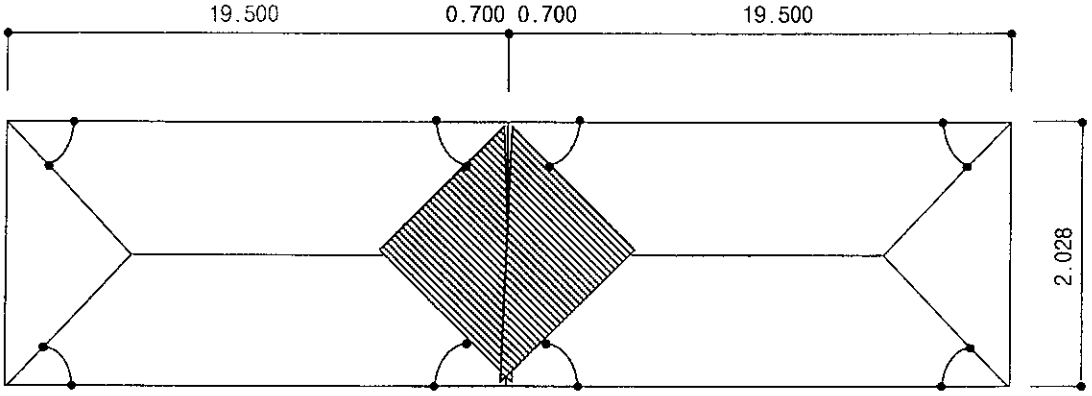
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.420 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.420 − 0.800 = 1.620 m

교량사각 : 127.0 °　　가로보 사지간 : 1.620 ÷ SIN(127.0) = 2.028 m

2)작용하중

(1)고정하중

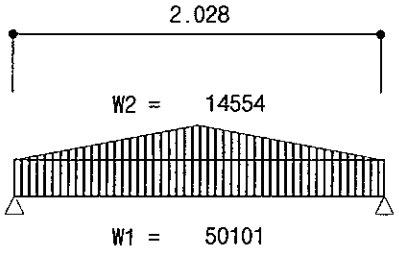


빔　　폭: 1.400 × SIN (127.0) = 1.118 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (127.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 40056 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 2.03 × 2500 + 0.050 × 2.03 × 2350) × 10 = 14554 N/m



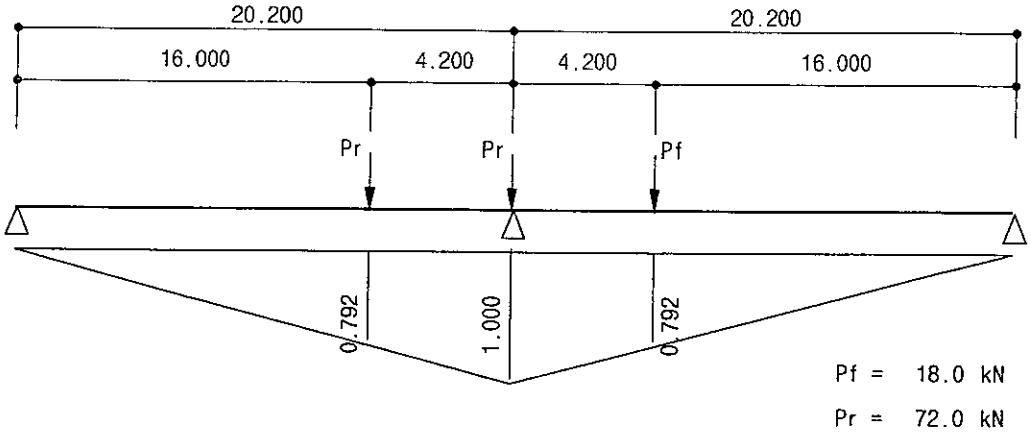
작용 단면력

Rad = 50101 × 2.03 × 1/2 + (2.03 × 14554 × 1/2) × 1/2 = 58194 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{50101 \times 2.028^2}{8} + \frac{14554 \times 2.028^2}{12} = 30759 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



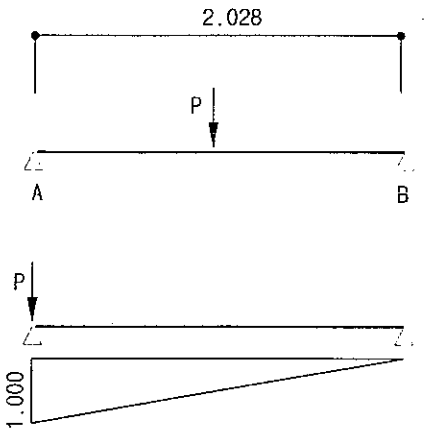
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 20.200} = 0.249 < 0.3$$

P (L+i) = { 72.0 × (1.000 + 0.792) + 18.0 × 0.792)} × 1.249 = 178.981 kN

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{178.981 \times 2.028}{4}$$

$$= 90.764 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 178.981 \times 1.000 = 178.981 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

		고정하중	활하중
Mu	kN · m	30.759	90.764
Vu	kN	58.194	178.981

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 30.759 + 2.150 \times 90.764 = 235.129 \ kN \cdot m$$

$$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 58.194 + 2.150 \times 178.981 = 460.461 \ kN \cdot m$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 235.129 kN·m

b = 1400.0 ㎜ h = 1673.0 ㎜

d' = 70.0 ㎜ d = 1603.0 ㎜

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.00934 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -1.190 As^2 + 408765 As

= 235129000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 576.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 9,717.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 10,472.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 768.2 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00068 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 801.50 ㎜ > c = a/0.85 = 16.70 ㎜

Max. a = 0.85 ×c = 681.28 ㎜ > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 ㎜

jd = d - a/2 = 1595.90 ㎜

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 618.613 kN·m > Mu = 235.129 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.028 ÷ 1.603 = 1.265 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 18541.316 kN > Su = 460.461 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3}$

= 4635.329 kN > Su = 460.461 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 320.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sv$ = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 534 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sh$ = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.265}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.265}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 1432.601 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 kN < 18541.316 kN

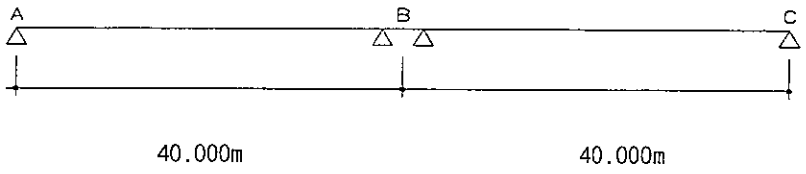
∴ $\Phi \cdot Vn$ = 6067.930 > Vu = 460.461 kN O.K.

4.7 2경간 연속부 검토

1차 사하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM 에서 홈수
2차 사하중 : 활하중 및 포장, 난간 기타
본 계산에서는 2차 사하중에 의해 발생하는 부모멘트에 의하여 설계한다.

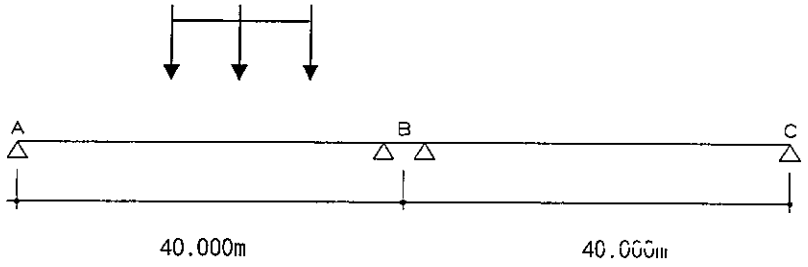
4.7.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (40.000 + 40.000 = 80.000)

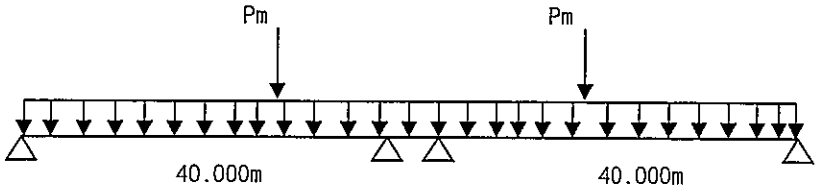


(2) 활하중(도로교설계기준, 2005, p.7)

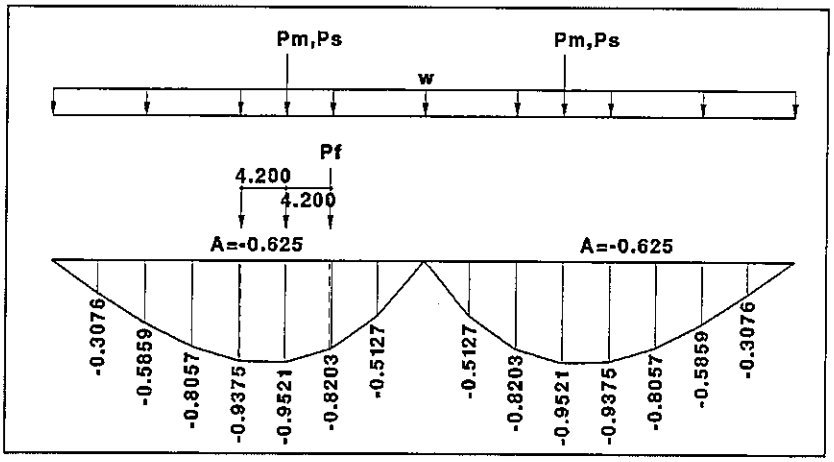
- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)



- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 영향선 (2경간 연속)



(4) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 40.000)$$
$$= 0.188 \leq 0.3$$

(5) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.394	1	25.000	9.850	
포 장	0.569	1	23.500	13.366	
중분대	0.000	0	25.000	0.000	
가드펜스		1		0.176	
합 계				23.392	

- 계산서 횡분배 계수를 적용하여 각거더에 분배하여 모델링에 재하

$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$
$= (0.625 + 0.625) \times 0.1 \times 23.392 \times 1600.000$
$= 4678.325 \quad kN \cdot m$

(6) 지점침하 (가정 지점침하량 : 10 mm)

1) Case 1



Mu = 193.35 kN · m

2) Case 2



Mu = 386.70 kN · m

3) Case 3



Mu = 193.35 kN · m

$\therefore Md_max = 386.700 \times 5 ea = 1933.5 \quad kN \cdot m$

(7) 활하중에 의한 부재력 산정

1) 보도부 군중하중

보도부에 0.005MPa의 등분포하중을 재하한다.

0.005 × 6000 × 3000 = 90 kN · m

2) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.000 × 3 차선 = 576.000 kN

② Pf = 48.0 × 1.000 × 3 차선 = 144.000 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(0.820 - 0.513) / 5.000 } × -0.80 = 0.826

Pr = 0.9521

Pr = 0.938 + {(0.952 - 0.938) / 5.000 } × -0.80 = 0.936

ML = { 576.000 × (0.9521 + 0.936)} × 0.1 × 40.000 +
(144.000 × 0.826) × 0.1 × 40.000

= 4825.299 kN · m

∴ 3 차로 이상 감소율 적용 : 90 %

ML = 4825.299 × 0.900 = 4342.77 kN · m

3) DL 24

① W = 12.7 × ##### × 3 차선 = 38.100 kN

② rm = 108 × ##### × 3 차선 = 324.000 kN

ML = { 38.100 × (0.625 + 0.625)} × 0.1 × 1600.000 +
{ 324.000 × (0.952 + 0.952)} × 0.1 × 40.000

= 10087.584 kN · m

∴ 3 차로 이상 감소율 적용 : 90 %

ML = 10087.584 × 0.900 = 9078.83 kN · m

(8) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (☞ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φs, $t' = 15$ 일, $t = \infty$일, RH = 70 %)

$\Phi s(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h}$

$= 1.457$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2\times(교폭\times슬래브두께))/(2\times(교폭+슬래브두께)-거더개수\times거더상부폭)$

$= \{ 2 \times 11825 \times 240) \} / \{ 2 \times 11825 + 240) - 5 \times 800 \} = 282$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} \} = 0.55$

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 282 + 250$

$= 691$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.457 \times 2.84 \times 0 = 2.276$

$\therefore \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 2.276 \times 1$

$= 2.276$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} : 1.464$

여기서, h = (2 × Ac) / u

= (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더갯수)

= (× 9E+05 × 5) / (6456 × 5) = 270

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 2.425

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8$ 40 + 8 = 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 270 + 250$

= 673 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.3 = 1.388

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.388 × = 1.388

2) 건조수축율 (ε_{sh}) (☞ 도.설 4.2.3.4)

① 바닥판의 건조수축 계수 (ts = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10\ \beta_{sc} (9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$

$= [160 + 10\ \beta_{sc} (35 / 10))] \times 10^{-6}$

= 0.000435

여기서, β_{sc} = 5 ; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta_{RH} = -1.55 [1 - (RH / 100)^3]$: 40% ≤ RH 99%

$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$

= -1.02

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t - t_s)} / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

= 282

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

= 0.000435 ×-1.01 = -0.000443

∴ $\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

= -0.000443 × 1 = -0.000443

② Beam의 건조수축 계수 (ts = 90일, t = ∞일, RH = 70%)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ f_{cu} / 10\ )\ )\ ] \times 10^{-6}$

$= [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ 48 / 10\ ))\ ] \times 10^{-6}$

$= 0.00037$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55\ [\ 1 - (\ RH / 100\ )^3\ ]$: $40\% \leq RH \leq 99\%$

$= -1.55 \times [\ 1\ \ 70 / 100\ )^3\ ]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(\ t - t_s\ ) / \{\ 0.035h^2 + (\ t - t_s\ )\}} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 270$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$

$\therefore\ \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(\ t - t_s\ )$

$= -0.000377 \times 1$

$= -0.000377$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.276	1.388	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2430 mm (5.4 바닥판 합성단면)

강선도심까지 거리 : 620 mm (5.2 순단면)

거더상연까지 거리 : 626 mm (5.4 바닥판 합성단면)

슬래브중심까지 거리 : 626 + 240 / 2 = 746 mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443

Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : 2430 × 240 = 583200 mm^2

$P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_c$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 6E+05 = 1070209 N

$M_c = P_c \times y_c$ = 1070209 × 746 = 798375914 N · mm = 798.376 kN · m

M_c = 1.786 × 798.376 = 1425.671 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 > 1600 × 1018 = 1303552 N

$w = (8 \times P \times e) / \ell^2$

$= (8 \times 5 \times 1303552 \times 620) / 40900^2$

= 19.326 N/mm 19.326 kN/m

따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

$\therefore Mps = W \times \ell^2 / 8$ = 4041.091 kN · m

★ 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\varphi})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 4041.091 kN · m

$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_i$ 2.276 - 1.388 = 0.888

$= (2585.6 - 4041.091) \times (1 - e^{-0.916}) = 856.588$ kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	1425.671	856.588

(7) 부재력의 합계

$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8$ (단 $\sum Mu \geq 0.9M$) (도로교설계기준 2010 p.4-188)

여기서, $\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$w = R / a$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$\sum Mu$ = 1.3 × 4678.3 + 2.15 × 9168.8 = 25794.8 kN · m

= (1.3 × 4678.3 + 2.15 × 9168.8) - 2611.949 = 23182.8 kN · m

∴ Mu = 25794.8 / 11.825 = 2181.4 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 4678.3 + 1.3 × 9168.8 + 1.3 × 4215.8 = 23481.8 kN · m

= (1.3 × 4678.3 + 1.3 × 9168.8 + 1.3 × 4215.8) - 2611.949

= 20869.8 kN · m

∴ Mu = 23481.8 / 11.825 = 1985.8 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 2181.378 kN · m / m

4.7.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 2181378227.484 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 1673.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 1543.0 (mm) , d' = 130.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 계 수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a/2)

-2.963 As^2 + 524620 As -2181378227.484 = 0 에서

As(req) = 4260.536 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0028

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 4260.536

② As(min) = 5400.500 ∴ As = 5400.50 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 5680.715

(3) 사용 철근량

1 단 배근 철근간격: 125 N = 16

① H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

② H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

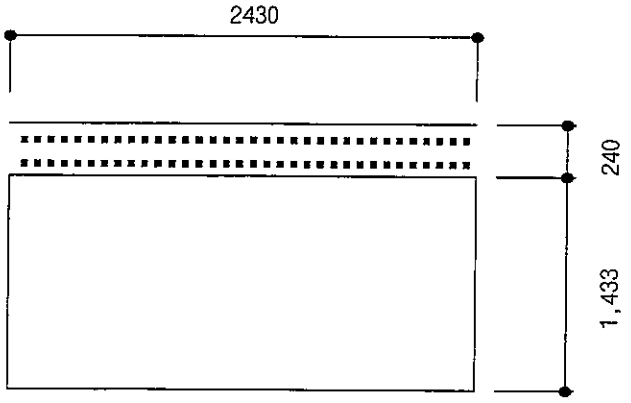
∑ = 6193.600 mm^2 O.K

(4) 설계휨강도

φf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 3135.625 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ φf Mn = 3135.625 kN · m > Mu = 2181.378 kN · m O.K



4.7.3 주장율 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축 방향 철근 배근
* 주장율 : 0.0035 mm/mm^2 이상 (주장율 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)
* Ac = 1000 × 240 = 240,000 mm^2
* As' = 240000 × 0.015 = 3600.0 mm^2
* 사용 철근량

위 치	직 경	간 격(mm)	면 적(mm^2)	갯 수(EA)	총 면 적(mm^2)
1 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
2 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
			Σ	16	6193.600

* As = 6193.600 mm^2 > 3600.0 mm^2 O.K
* 철근직경 = 22.20 mm
* 주 장 율 = π×22.20×16/240000 = 0.0046 > 0.0035 mm/mm^2 O.K

4.7.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 1163.40 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 1673.00mm d = 1543.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0040

np = 0.03322

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2+2np\}}$

= 0.22666

j = 1 - k / 3 = 0.9244

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 131.685 MPa

As-use : ┌ H 22 @ 125 = 3096.80 철근간격= 125.00mm (2 단 배근)

└ H 22 @ 125 = 3096.80 N = 16

d_c = 60.00mm (슬래브 상면피복) n = 8

R = 1.35 (슬래브)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = z - Hn / 2

= 49 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / Fsmax) -2.5 Cc

= 475.517 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 478.414 mm

Sa는 작은 값인 475.517 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 475.517 mm) O.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

Tmin = L/28 지간 = 1.63m

= 0.058

= 58.21mm < Tuse = 1673.00cm

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

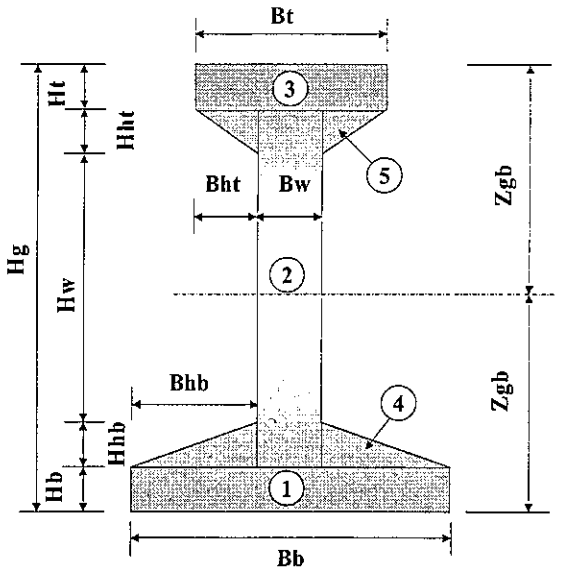
M_L = 229.221 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 25.946 MPa < 150 MPa

O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

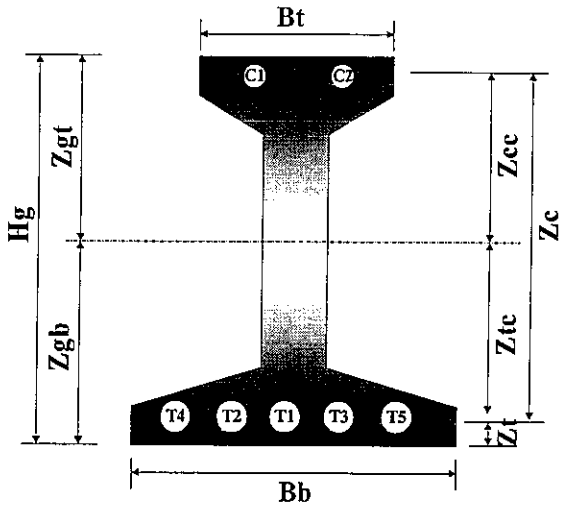


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
∑ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.747801 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.052199 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.348084 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

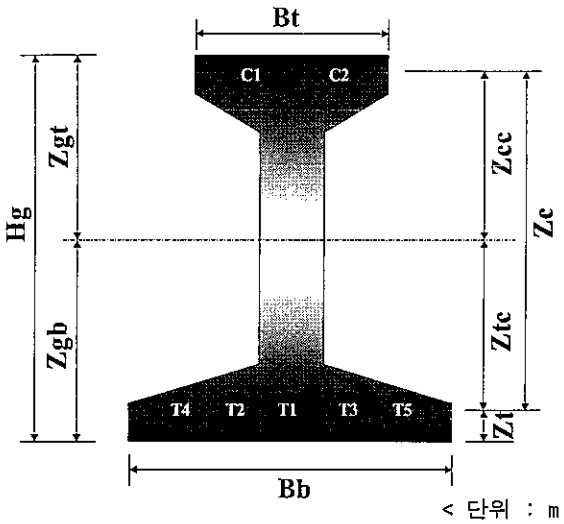
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.764012 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.035988 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.910988 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.619658 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.332823 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² = 2.513E-07 m⁴

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z²	Io
T1	7	0.00097	0.275	0.00027	0.00007	7.501E-08
T2	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T3	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T4	18	0.00250	0.125	0.00031	0.00004	4.960E-07
T5	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00846	0.1422	0.00120	0.00019	1.563E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 2.0901E-05 m⁴

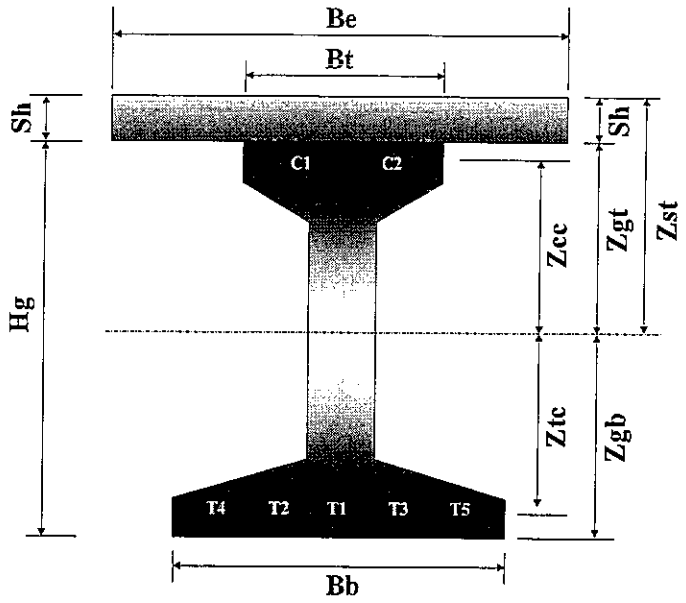
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05477	0.142	0.00779	0.00111	1.353E-04
Σ		0.90947	0.743	0.67562	0.53617	0.332960

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.742866 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.057134 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.932134 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.600653 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.367238 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 0.884 m

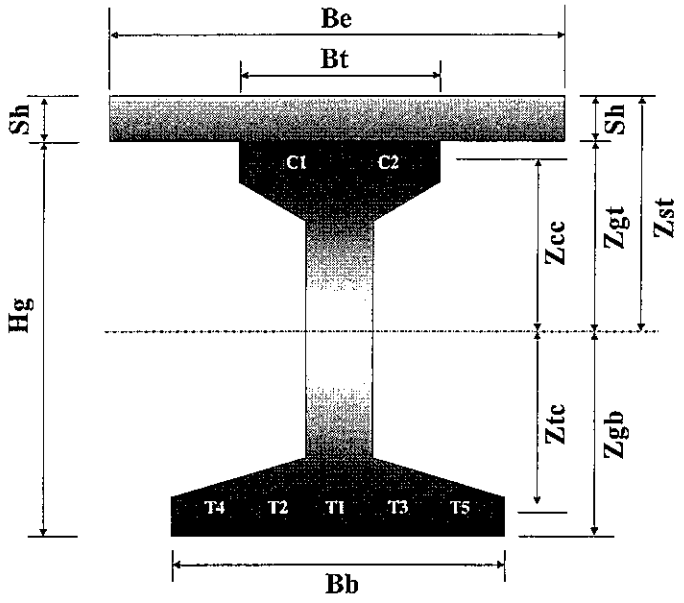
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.134	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.324	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	1.999	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	1.999	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.43178	1.920	0.82903	1.59173	0.002073
Σ		1.34126	1.122	1.50464	2.09362	0.369311

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.121815 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.678185 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.553185 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.979602 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.918185 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.775002 m⁴

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

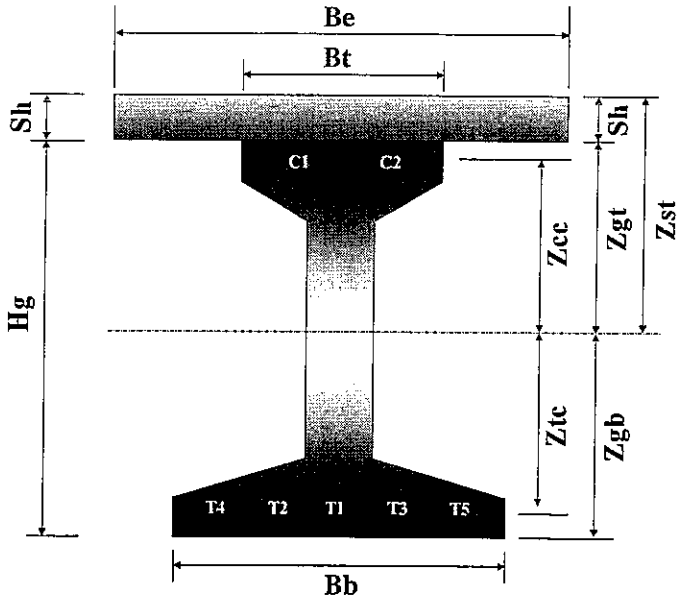
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.430	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.430	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.52488	1.920	1.00777	1.93492	0.002519
Σ		1.43435	1.174	1.68339	2.43681	0.369757

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.173621 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.626379 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.501379 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.031408 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.866379 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.830911 m^4

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.421 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.671	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.861	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.536	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.536	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.90947	0.743	0.67562	0.50189	0.367238
바닥판	0.900	0.54778	1.920	1.05173	2.01932	0.002629
Σ		1.45725	1.185	1.72735	2.52121	0.369867

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.185348 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.614652 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.489652 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.043135 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.854652 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.843575 m⁴

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.34126	0.775002	0.918	0.678	-1.122	0.553	-0.980

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.43435	0.830911	0.866	0.626	-1.174	0.501	-1.031

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90947	0.367238		1.057	-0.743	0.932	-0.601
바닥판 합성단면	1.45725	0.843575	0.855	0.615	-1.185	0.490	-1.043

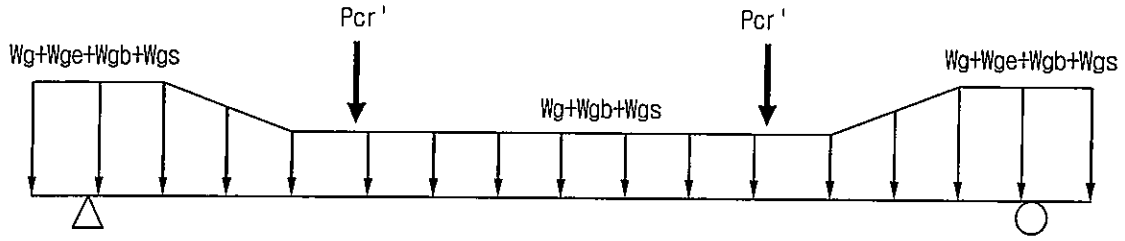
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거									
거더본체 (Wg)	Anet×wgc	=	0.838	×	25000			=	20961	N/m
단부보강 (Wge)	Avar×wgc	=	0.667	×	25000			=	16675	N/m
가 로 보 (Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.667	×	1 ×	25000	× 1 EA	=	10005	N
강 봉 (Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA			=	204	N/m
T1 강연선 (Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA			=	77	N/m
T2~T4 강연선 (Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	3 EA ×	18 EA		=	595	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 1.999 × 25000 = 11994 N/m

(2) G2~G4 거더 : 0.240 × 2.430 × 25000 = 14580 N/m

(3) G5 거더 : 0.240 × 2.536 × 25000 = 15216 N/m

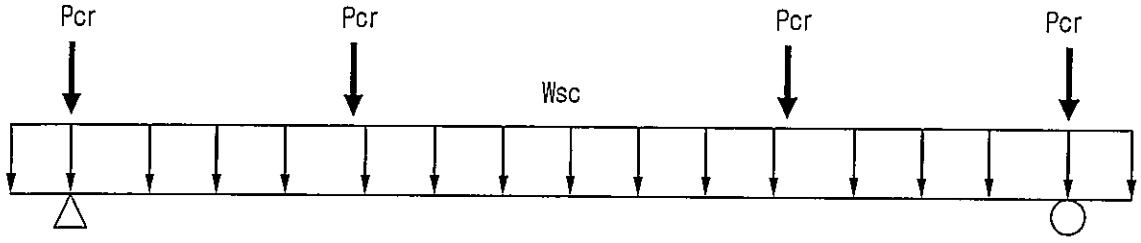
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.22 × 25000 = 13061 N

(2) G2~G4 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.43 × 25000 = 26123 N

(3) G5 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.22 × 25000 = 13061 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

(4) 기타 하중

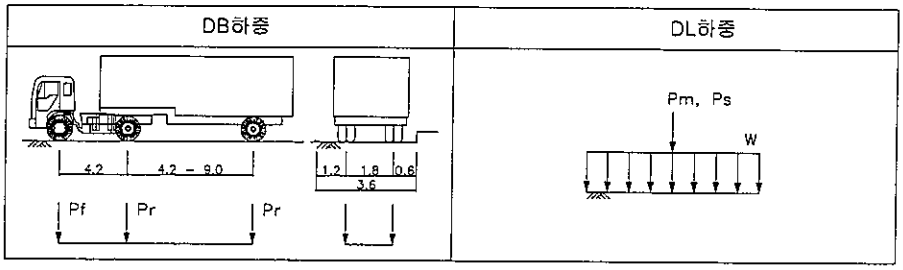
	위치	하중크기
1) 방음벽(우)	11.680m	176N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 3 차로

(2) 차 로 폭 : 3 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	0.825568	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.022887	0.003911
요소 중심간격(V)	2.430	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 5.913m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 10194.904

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 30.760

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.647$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 121.095

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 44.743

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.148$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

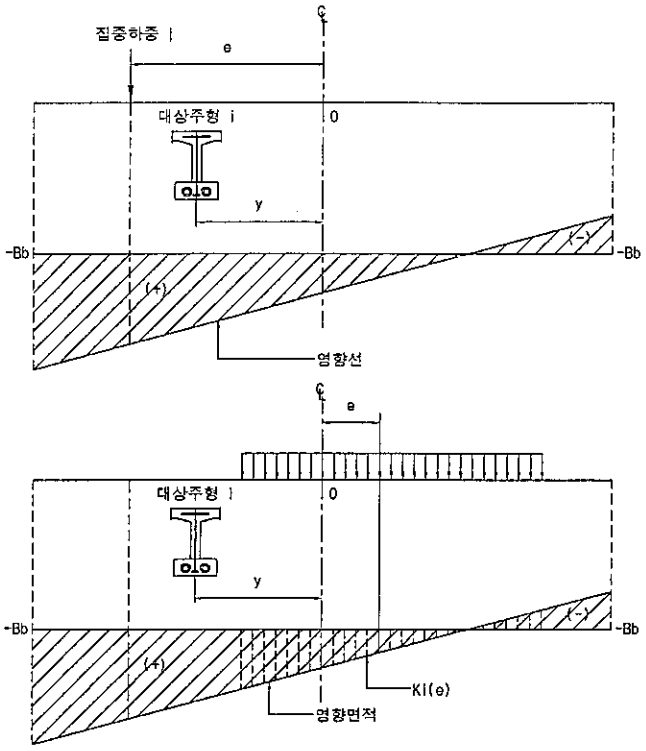
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 5.129	G2 2.699	G3 0.269	G4 -2.161	G5 -4.592	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-5.913	-0.079	-0.032	0.072	0.307	0.732	1.000
-0.75×Bb	-4.434	-0.045	0.026	0.138	0.322	0.559	1.000
-0.50×Bb	-2.956	-0.008	0.085	0.202	0.331	0.390	1.000
-0.25×Bb	-1.478	0.042	0.149	0.259	0.304	0.247	1.000
0.00×Bb	0.000	0.115	0.219	0.289	0.240	0.138	1.000
0.25×Bb	1.478	0.221	0.284	0.267	0.167	0.062	1.000
0.50×Bb	2.956	0.359	0.322	0.210	0.099	0.010	1.000
0.75×Bb	4.434	0.521	0.320	0.147	0.039	-0.027	1.000
1.00×Bb	5.913	0.676	0.306	0.087	-0.013	-0.056	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.129	G2 2.699	G3 0.269	G4 -2.161	G5 -4.592	합계 (Σ)
방호벽(우)	-5.727	-0.075	-0.024	0.080	0.309	0.710	1.000
콘크리트포장	0.225	2.235	2.299	2.335	2.309	2.198	11.375
방음벽(우)	-5.767	-0.076	-0.026	0.079	0.309	0.715	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.129	G2 2.699	G3 0.269	G4 -2.161	G5 -4.592	합계 (∑)
DB1	4.413	1.034	0.636	0.298	0.083	-0.050	2.000
DB2	1.413	0.443	0.553	0.524	0.342	0.138	2.000
DB3	-1.587	0.083	0.291	0.501	0.600	0.525	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.129	G2 2.699	G3 0.269	G4 -2.161	G5 -4.592	합계 (∑)
DL1	4.413	0.518	0.320	0.148	0.040	-0.026	1.000
DL2	1.413	0.215	0.281	0.269	0.170	0.065	1.000
DL3	-1.587	0.037	0.144	0.255	0.308	0.256	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	1.034	0.636	0.298	0.083	-0.050	2.000
DB2	0.443	0.553	0.524	0.342	0.138	2.000
DB3	0.083	0.291	0.501	0.600	0.525	2.000
DB12	1.476	1.188	0.822	0.425	0.089	4.000
DB13	1.116	0.926	0.799	0.683	0.475	4.000
DB23	0.525	0.844	1.026	0.942	0.663	4.000
DB123	1.403	1.331	1.191	0.922	0.552	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.518	0.320	0.148	0.040	-0.026	1.000
DL2	0.215	0.281	0.269	0.170	0.065	1.000
DL3	0.037	0.144	0.255	0.308	0.256	1.000
DL12	0.733	0.601	0.417	0.210	0.038	2.000
DL13	0.555	0.464	0.403	0.348	0.230	2.000
DL23	0.252	0.426	0.524	0.478	0.321	2.000
DL123	0.693	0.671	0.605	0.466	0.265	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2484.4	3103.1	3096.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	267.8	1206.5	1493.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3217.7	2781.9	3316.7		
DL 활하중	3000.5	2574.1	3101.6		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3217.7	2781.9	3316.7		
합 계	10310.1	11431.6	12247.3		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	240.4	297.4	303.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	31.5	118.2	171.6	바닥판 합성단면	
DB 활하중	402.3	401.2	396.7		
DL 활하중	370.6	355.8	367.5		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	402.3	401.2	396.7		
합 계	1149.9	1292.5	1347.3		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	258.872	330.055	330.055	330.055	323.151	
합성후	26.540	55.087	82.234	111.053	191.525	
ADD	778.614	878.344	905.491	934.310	1007.878	
DB1	273.070	200.208	106.594	43.951	9.219	
DB2	134.601	164.944	154.249	109.963	57.886	
DB3	39.474	92.363	149.085	173.521	161.519	
DB12	406.799	365.166	259.898	152.349	55.294	
DB13	311.669	292.565	254.754	215.909	158.928	
DB23	174.079	257.329	303.339	283.488	219.429	
DB123	401.648	411.784	368.113	293.280	195.125	
DL1	256.034	180.913	96.779	42.473	9.838	
DL2	127.023	147.624	136.000	98.191	56.568	
DL3	38.208	82.549	131.083	153.054	155.775	
DL12	382.029	328.493	231.677	138.886	54.679	
DL13	293.222	263.456	226.770	193.760	153.930	
DL23	165.234	230.180	267.118	251.252	212.346	
DL123	378.237	369.966	326.517	262.749	189.422	
ENV	406.799	411.784	368.113	293.280	219.429	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	1185.413	1290.127	1273.604	1227.589	1227.307	

8.3.2 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	258.872	330.055	330.055	330.055	323.151	
합성후	25.076	58.866	81.244	122.188	179.065	
ADD	777.15	882.122	904.501	945.444	995.418	
DB1	280.177	190.26	106.516	37.328	8.595	
DB2	139.12	163.609	153.893	106.568	55.434	
DB3	41.44	97.041	148.635	176.6	156.468	
DB12	418.236	353.706	259.528	141.742	52.395	
DB13	320.553	287.119	254.29	211.776	153.431	
DB23	180.565	260.673	302.532	283.173	211.925	
DB123	413.711	405.68	367.375	286.504	187.971	
DL1	268.232	167.246	96.659	35.238	9.323	
DL2	133.635	144.915	135.467	94.901	53.572	
DL3	40.417	87.415	130.702	157.941	148.135	
DL12	400.616	311.908	231.133	127.602	51.601	
DL13	307.409	254.445	226.378	190.654	146.206	
DL23	174.055	232.337	266.205	252.849	201.711	
DL123	396.955	359.417	325.685	256.991	179.776	
ENV	418.236	405.68	367.375	286.504	211.925	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1195.386	1287.803	1271.876	1231.948	1207.343	

8.3.3 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	258.872	330.055	330.055	330.055	323.151	
합성후	26.540	55.087	82.234	111.053	191.525	
ADD	778.614	878.344	905.491	934.310	1007.878	
DB1	9.020	38.604	110.273	190.051	277.488	
DB2	55.181	108.059	156.057	163.227	135.680	
DB3	160.783	176.670	146.476	95.054	42.433	
DB12	48.671	143.600	265.090	352.980	411.648	
DB13	154.301	212.240	255.516	284.831	318.406	
DB23	215.963	284.726	302.513	258.281	178.135	
DB123	188.506	288.240	370.407	403.224	408.683	
DL1	9.928	36.623	99.864	165.806	266.658	
DL2	52.967	96.401	137.312	143.835	131.169	
DL3	151.323	158.853	129.176	85.485	41.616	
DL12	48.258	129.500	235.809	309.295	396.066	
DL13	146.644	191.919	227.634	250.935	306.509	
DL23	204.290	255.254	266.488	229.320	172.785	
DL123	179.660	259.510	328.452	355.276	393.896	
ENV	215.963	288.240	370.407	403.224	411.648	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)	994.577	1166.583	1275.897	1337.534	1419.526	

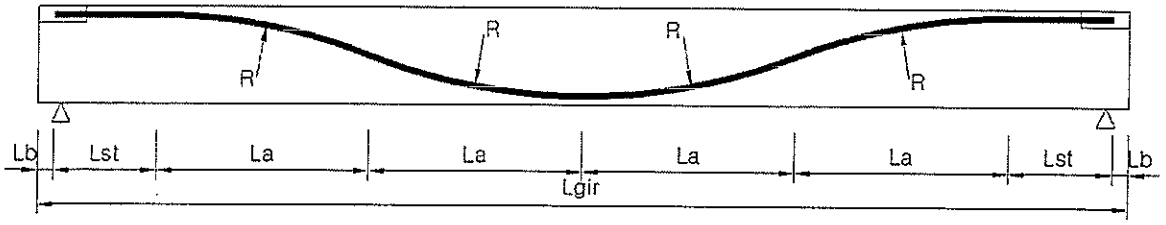
8.3.4 중점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	비고
자 중	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	258.872	330.055	330.055	330.055	323.151	
합성후	25.076	58.866	81.244	122.188	179.065	
ADD	777.15	882.122	904.501	945.444	995.418	
DB1	9.665	45.393	109.559	200.103	270.338	
DB2	57.629	111.753	155.643	164.685	131.175	
DB3	165.858	173.666	146.155	90.693	40.459	
DB12	51.522	154.853	263.901	364.739	400.255	
DB13	159.78	216.795	254.42	290.772	309.544	
DB23	223.485	285.416	301.777	255.38	171.656	
DB123	195.639	295.664	369.047	409.884	396.653	
DL1	10.467	44.024	99.12	179.445	254.465	
DL2	55.928	100.054	136.929	146.664	124.624	
DL3	159.059	154.005	128.651	81.004	39.356	
DL12	51.192	141.535	234.567	326.053	377.628	
DL13	154.353	195.45	226.251	260.384	292.357	
DL23	214.988	254.059	265.579	227.669	163.979	
DL123	189.264	265.974	326.862	366.325	375.269	
ENV	223.485	295.664	369.047	409.884	400.255	
군 중	0	0	0	0	0	
MAX(∑)	1000.635	1177.786	1273.548	1355.328	1395.673	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 60.483 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 9.175 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.305 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.305 × 60.483 = 19.636 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

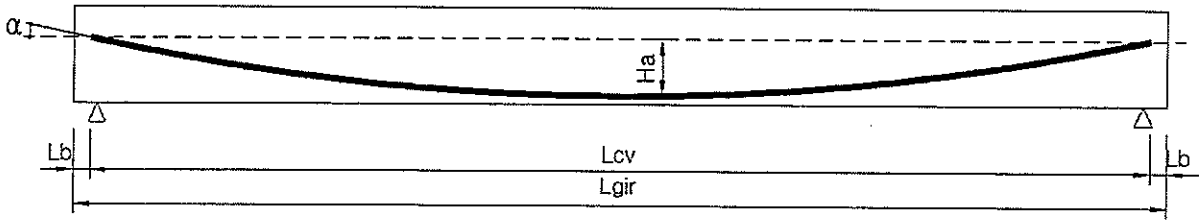
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 175971 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 159374 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 39.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

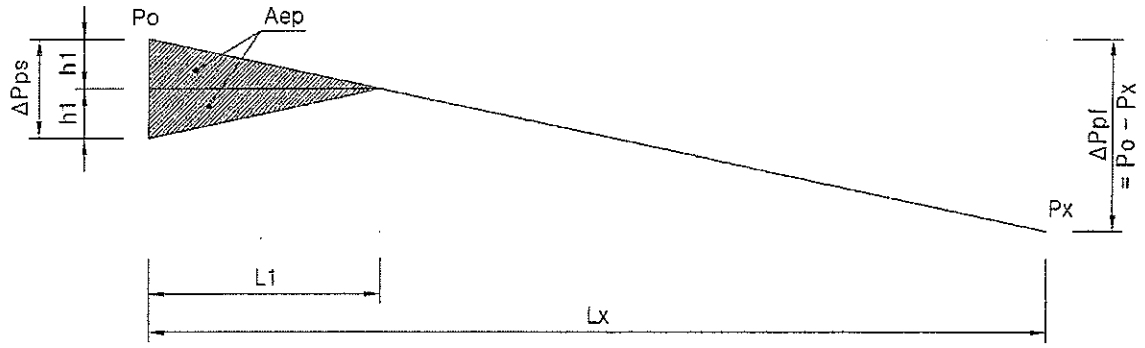
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8\,Ha^2}{3\,Lcv} - \frac{32\,Ha^4}{5\,Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	417977
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	377406
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	336304
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep/p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 - Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	19.565	4073	1508400	19.244	156763	0
C2	19.565	4073	1508400	19.244	156763	0
T1	19.636	8962	1165080	11.402	204362	0
T2	19.610	21315	2995920	11.856	505402	0
T3	19.579	19276	2995920	12.467	480626	0
T4	19.566	17189	2995920	13.202	453853	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T3, T4, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
- ①강선 경우 : $fps2 + fps3 + fps4 \cdots fpsN$
- ②강선 경우 : $fps3 + fps4 \cdots fpsN$
- ③강선 경우 : $fps4 \cdots fpsN$
- ...
- ⓝ강선 경우 : 0

$fpsi = Pr / Anet + Pr \cdot e^2 / Inet$

- 긴장회수(N) = 3 회
- PS 강연선의 탄성계수(Ept) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(Eci) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $Pr = Po - \Delta Ppf - \Delta Pps$
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 0.83842 m^2 , Inet = 0.33282 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 4340100 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3500000	-417977	0	3082023	-0.639012	4
T3	3500000	-377406	0	3122594	-0.639012	1
T4	3500000	-336304	0	3163696	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	7.555	15.112	-2.778	12.335	84.862	211.867
T4	7.655	7.457	-2.778	4.680	32.196	80.381
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.457	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-47.711
Σ	22.668	22.569	-8.333	14.237	97.948	244.537

Δfpe의 평균치 : 32.649 MPa

ΔPpe의 평균치 : 81.512 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N · m)
C1	-550000	79687	0	0	-470313	0.91099	-428449
C2	-550000	79687	0	0	-470313	0.91099	-428449
PS강봉 소계(압축)					-940626	0.91099	-856898
T1	1100000	-175971	0	0	924029	-0.48901	-451862
T2	3500000	-417977	0	47711	3129733	-0.63901	-1999939
T3	3500000	-377406	0	-211867	2910727	-0.63901	-1859991
T4	3500000	-336304	0	-80381	3083315	-0.63901	-1970277
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					10047805	-0.61966	-6282068

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-941	0.911	-856.90	
	강선	gs	10048	-0.620	-6282.07	
합성전 고정하중		bl			2484.44	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			267.81	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3217.70	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9107 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{941}{0.002514} = 374.155 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10048}{0.0084607} = -1187.585 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2484.44}{0.36724} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			7.152	-5.026	40.826	-26.307	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{267.81}{0.77500} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
fal	MPa	0.286	0.211	0.234	-0.388	1.238	-2.192	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3217.7 + 0}{0.77500} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
fll	MPa	3.431	2.534	2.816	-4.658	14.869	-26.331	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.3413} + n \cdot \frac{301.7}{0.7750} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
fsh	MPa	0.115	0.031	0.034	-0.666	-0.092	3.955	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.07 - 7 \times 4.40 = 162.065$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.15 + -8.08 = 16.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.06 + -0.34 = -4.40$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \quad -0.620 = 24.154 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2484}{0.36724} \quad -0.601 = -4.064 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{268}{0.77500} \quad -0.980 = -0.339 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -162.065 \times 0.0085 = -1371.182$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1371.182}{1.3413} + n \cdot \frac{1343.213}{0.7750} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
fcr	MPa	0.512	0.138	0.153	-2.967	-0.411	17.610	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 374.16\ +\ 40.83\ +\ 1.24\ ) \times\ 0.03\ =\ 12.487\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -12.487 \times 0.0025 = -31.391\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-31.391}{1.3413} + n \cdot \frac{-17.365}{0.7750} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
frgb	MPa	-0.040	-0.035	-0.039	0.002	-0.232	-0.009	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	181.246	0.000	36.400	162.065	12.390
T2	0.002497	167.419	19.110	36.400	162.065	11.446
T3	0.002497	151.168	-84.862	36.400	162.065	22.981
T4	0.002497	134.705	-32.196	36.400	162.065	18.867
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008461	634.537	-97.948	145.600	648.259	65.684
avg	0.002115	158.634	-24.487	36.400	162.065	16.421

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.421 \times 0.0085 = -138.93\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-138.93}{1.3413} + n \cdot \frac{136.10}{0.7750} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.918	0.678	0.678	-1.122	0.553	-0.980	
frgs	MPa	0.052	0.014	0.016	-0.301	-0.042	1.784	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 3.6724E+11 / 27804.0636 \times 2072563200 = 196.863$

$B = 1 + m = 1 + 196.863 = 197.863$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 196.863 \times 0.12 = -22.566$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.118 + 0.404 + 196.863 \times 0.005 + 196.863 \times 0.014$

$= 5.301$

$P = (1383.68 + 1133.31203) / 2 \times (138.7 \times 61)$

$= 10647757$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1191472.864$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -140634.581$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 86655.091$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 9883.079$ N.m

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.624$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.895$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.341$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.522$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.171$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.231$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.387$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.110$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.624	2.895	-5.341	1.522	-4.709	1.231	
fsh2	MPa	-0.171	-0.231	0.387	-0.110	0.342	-0.089	
f2	MPa	2.453	2.664	-4.953	1.412	-4.368	1.142	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-941	0.911	-856.90	
	강선	gs	10048	-0.620	-6282.07	
합성전 고정하중		bl			3103.14	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1206.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2781.90	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9107 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{941}{0.002514} = 374.155 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10048}{0.0084607} = -1187.585 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3103.14}{0.36724} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			8.933	-6.277	50.992	-32.859	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1206.50}{0.83091} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fal	MPa	1.132	0.819	0.910	-1.704	4.713	-9.696	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2781.9 + 0}{0.83091} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fll	MPa	2.611	1.887	2.097	-3.929	10.867	-22.356	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.4344} + n \cdot \frac{301.7}{0.8309} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fsh	MPa	0.090	0.011	0.013	-0.641	-0.211	3.814	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.07 - 7 \times 6.50 = 147.394$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24 + -8.08 = 16.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.08 + -1.42 = -6.50$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \quad -0.620 = 24.154 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3103}{0.36724} \quad -0.601 = -5.075 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1207}{0.83091} \quad -0.980 = -1.422 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -147.394 \times 0.0085 = -1247.057$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1247.057}{1.4344} + n \cdot \frac{1221.619}{0.8309} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
fcr	MPa	0.364	0.046	0.051	-2.595	-0.856	15.446	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 374.16 + 50.99 + 4.71\ ) \times 0.03 = 12.896\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -12.896 \times 0.0025 = -32.420\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-32.420}{1.4344} + n \cdot \frac{-17.934}{0.8309} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
frgb	MPa	-0.037	-0.033	-0.036	0.003	-0.216	-0.002	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	181.246	0.000	36.400	147.394	13.123
T2	0.002497	167.419	19.110	36.400	147.394	12.180
T3	0.002497	151.168	-84.862	36.400	147.394	23.715
T4	0.002497	134.705	-32.196	36.400	147.394	19.601
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008461	634.537	-97.948	145.600	589.576	68.618
avg	0.002115	158.634	-24.487	36.400	147.394	17.155

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -17.155 \times 0.0085 = -145.14\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-145.14}{1.4344} + n \cdot \frac{142.18}{0.8309} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.866	0.626	0.626	-1.174	0.501	-1.031	
frgs	MPa	0.042	0.005	0.006	-0.302	-0.100	1.798	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36723794 / 27804.0636 \times 0.00262932 = 155.177$

$B = 1 + m = 1 + 155.177 = 156.177$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 155.177 \times 0.12 = -17.564\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.118 + 0.404 + 155.177 \times 0.005 + 155.177 \times 0.014$

$= 4.501$

$P = (1383.68 + 1149.55066) / 2 \times 138.7 \times 61 = 10716452\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1508946.822\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -178717.553\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93585.043\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10524.839\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.647$ MPa

$f_{C2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.862$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.765$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.929$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.203$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.418$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.647	2.862	-6.765	1.929	-5.965	1.560	
fsh2	MPa	-0.139	-0.203	0.418	-0.119	0.369	-0.096	
f2	MPa	2.508	2.659	-6.347	1.811	-5.597	1.464	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-941	0.911	-856.90	
	강선	gs	10048	-0.620	-6282.07	
합성전 고정하중		bl			3096.64	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1493.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3316.70	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
fsw	MPa			13.510	-9.963			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9107 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{941}{0.002514} = 374.155 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10048}{0.0084607} = -1187.585 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3096.64}{0.36724} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fbl	MPa			8.914	-6.264	50.886	-32.790	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1493.90}{0.84358} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
fal	MPa	1.362	0.980	1.088	-2.099	5.614	-11.959	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3316.7 + 0}{0.84358} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
fll	MPa	3.024	2.175	2.417	-4.660	12.464	-26.552	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0085 = -307.97$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-308}{1.4572} + n \cdot \frac{301.7}{0.8436} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
fsh	MPa	0.085	0.008	0.008	-0.635	-0.235	3.783	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.07 - 7 \times 6.80 = 145.282$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 24.15 + -8.08 = 16.07$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.06 + -1.73 = -6.80$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9107}{0.8384} + \frac{-7139}{0.33282} \quad -0.620 = 24.154 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{4540}{0.33282} \quad -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3097}{0.36724} \quad -0.601 = -5.065 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1494}{0.84358} \quad -0.980 = -1.735 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -145.282 \times 0.0085 = -1229.185$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1229.185}{1.4572} + n \cdot \frac{1204.112}{0.8436} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
fcr	MPa	0.339	0.030	0.034	-2.535	-0.936	15.100	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 374.16 + 50.89 + 5.61\ ) \times 0.03 = 12.920\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -12.920 \times 0.0025 = -32.480\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-32.480}{1.4572} + n \cdot \frac{-17.967}{0.8436} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
frgb	MPa	-0.036	-0.032	-0.035	0.003	-0.212	0.000	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	181.246	0.000	36.400	145.282	13.229
T2	0.002497	167.419	19.110	36.400	145.282	12.286
T3	0.002497	151.168	-84.862	36.400	145.282	23.820
T4	0.002497	134.705	-32.196	36.400	145.282	19.706
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008461	634.537	-97.948	145.600	581.127	69.041
avg	0.002115	158.634	-24.487	36.400	145.282	17.260

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -17.260 \times 0.0085 = -146.03\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-146.03}{1.4572} + n \cdot \frac{143.05}{0.8436} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.855	0.615	0.615	-1.185	0.490	-1.043	
frgs	MPa	0.040	0.004	0.004	-0.301	-0.111	1.794	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.36723794 / 27804.0636 \times 0.00262932 = 155.177$

$B = 1 + m = 1 + 155.177 = 156.177$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05713371 - 155.177 \times 0.12 = -17.564\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.118 + 0.404 + 155.177 \times 0.005 + 155.177 \times 0.014$

$= 4.501$

$P = (1383.68 + 1151.8887) / 2 \times 138.7 \times 61 = 10726343\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1505978.646\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -178331.775\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 93585.043\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 10524.839\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.640$ MPa

$f_{c2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.858$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.752$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.925$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.139$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.203$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.418$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.119$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.057	-0.743	0.932	-0.601	
fcr2	MPa	2.640	2.858	-6.752	1.925	-5.954	1.557	
fsh2	MPa	-0.139	-0.203	0.418	-0.119	0.369	-0.096	
f2	MPa	2.502	2.655	-6.334	1.807	-5.585	1.461	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.819

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	
계				2.150	17.287	374.155	-1187.585	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.152	-5.026	40.826	-26.307	
4	fal	0.286	0.211	0.234	-0.388	1.238	-2.192	
5	fll	3.431	2.534	2.816	-4.658	14.869	-26.331	
6	fsh	0.115	0.031	0.034	-0.666	-0.092	3.955	
7	fcr	0.512	0.138	0.153	-2.967	-0.411	17.610	
8	frgb	-0.040	-0.035	-0.039	0.002	-0.232	-0.009	
9	frgs	0.052	0.014	0.016	-0.301	-0.042	1.784	
10	f2	2.453	2.664	-4.953	1.412	-4.368	1.142	
계		6.809	5.558	7.563	4.697	425.943	-1217.933	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-470.313	-470.313	924.029	3129.733	2910.727	3083.315	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	±0.0000
fps	(MPa)	-374.155	-374.155	951.724	1253.598	1165.876	1235.006	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.2 G2~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.831

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	
계				2.150	17.287	374.155	-1187.585	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.933	-6.277	50.992	-32.859	
4	fal	1.132	0.819	0.910	-1.704	4.713	-9.696	
5	fll	2.611	1.887	2.097	-3.929	10.867	-22.356	
6	fsh	0.090	0.011	0.013	-0.641	-0.211	3.814	
7	fcr	0.364	0.046	0.051	-2.595	-0.856	15.446	
8	frgb	-0.037	-0.033	-0.036	0.003	-0.216	-0.002	
9	frgs	0.042	0.005	0.006	-0.302	-0.100	1.798	
10	f2	2.508	2.659	-6.347	1.811	-5.597	1.464	
계		6.710	5.396	7.776	3.652	433.747	-1229.976	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-470.313	-470.313	924.029	3129.733	2910.727	3083.315	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	0.00000
fps	(MPa)	-374.155	-374.155	951.724	1253.598	1165.876	1235.006	0.00000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.832

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.359	27.250	374.155	-1187.585	
계				2.150	17.287	374.155	-1187.585	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.914	-6.264	50.886	-32.790	
4	fal	1.362	0.980	1.088	-2.099	5.614	-11.959	
5	fll	3.024	2.175	2.417	-4.660	12.464	-26.552	
6	fsh	0.085	0.008	0.008	-0.635	-0.235	3.783	
7	fcr	0.339	0.030	0.034	-2.535	-0.936	15.100	
8	frgb	-0.036	-0.032	-0.035	0.003	-0.212	0.000	
9	frgs	0.040	0.004	0.004	-0.301	-0.111	1.794	
10	f2	2.502	2.655	-6.334	1.807	-5.585	1.461	
계		7.316	5.820	8.246	2.601	436.039	-1236.749	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	18	18	18	0
P_{CT}	(kN)	-470.313	-470.313	924.029	3129.733	2910.727	3083.315	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00250	0.00250	0.00250	0.00000
fps	(MPa)	-374.155	-374.155	951.724	1253.598	1165.876	1235.006	0.000000
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	-
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	-

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2484.44	30891	0.3672	34.70
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.7750	11.55
프리스트레스 도입직후	-7138.97	30891	0.3328	-110.01
프리스트레스 손실	965.48	30891	0.7750	6.39
활하중	3217.70	30891	0.7750	21.29

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	3103.14	30891	0.3672	43.34
합성후 고정하중	1206.50	30891	0.8309	7.83
프리스트레스 도입직후	-7138.97	30891	0.3328	-110.01
프리스트레스 손실	965.48	30891	0.7750	6.39
활하중	2781.90	30891	0.7750	18.41

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 270.458 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25(=$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.464 ×2.425 ×0.482 = 1.711

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.711 × 0.47 = 0.804

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 270.458

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25(=$ 673 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -110.01) = -34.68 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 34.70 + 11.55 + -103.62)

= 10.75 mm

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ ($\Phi_b =$ 0.804)

= 0.804 × (66.88 + -110.01) = -34.68 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ ($\Phi_t =$ 1.131)

= 1.131 × (66.88 + 43.34 + 7.83 + -103.62)

= 16.32 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-43.13	-43.13	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-77.81	-77.81	
바닥판 타설 후	-43.11	-34.47	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-14.43	-3.92	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	21.29	18.41	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 mm

(1) G1 거더

δv = 21.29 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G4 거더

δv = 18.41 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 16138112.8 N · m

2) 단면 제원

b =	2430.0	mm			(압축 플랜지의 폭)
dp =	1897.8	mm			
Ap1 =	0.0084607	m^2	=	8460.7 mm^2	(강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514 mm^2	(강봉 총면적)
Fck =	27	MPa			(슬래브 콘크리트 강도)
Fck =	40	MPa			(빔 콘크리트 강도)
Fput =	1900	MPa			(극한인장강도)
Fpyt =	1600	MPa			(항복강도)
Fpuc =	1050	MPa			(극한인장강도)
Fpyc =	950	MPa			(항복강도)

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001835

4) PS강재의 응력계산(fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1819.9 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 276.1 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 276.1 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.124

qp (=0.124) < 0.36 ×β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))

'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 33425.70 kN · m

Φ · Mn (=33425.704) > Mu (=16138.113) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18233.733 kN · m

fpe = 22.319 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2 · Mcr (=-18233.73 < Φ · Mn (=33425.704) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G5 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	475.80	3.92
합성전	240.41	1.21
합성후	31.47	2.94
활하중	402.25	18.21

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1836.8 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck ∧ bw ∧ d + Vd + (Vi ∧ Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6760.4 kN · m

fpe = 22.319 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 44.55 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 475.80 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1218.28 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 185725.96 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 185725.96 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 8646551 N = 8646.55 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10988430 / 838423 = 13.106 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10047805 × 0.1995 = 2004184.61 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 8646.6 kN

3) øVc = 0.80 × 8646.6 = 6917.2 kN

1/2 øVc = 3,458.620 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	454.52	251.92
합성전	233.82	129.20
합성후	30.43	19.96
활하중	393.82	206.85

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1781.1 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6760.4 kN · m

fpe = 22.319 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 638.64 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 454.52 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1190.24 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 13145.01 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 13145.01 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3664776.12 N = 3664.78 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10988430 / 838423 = 13.106 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10047805 × 0.1995 = 2004184.61 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3664.8 kN

3) øVc = 0.80 × 3664.8 = 2931.8 kN

1/2 øVc = 1,465.910 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G5 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	185.84	968.51
합성후	22.92	126.68
활하중	333.58	1494.20

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1422.7 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo ∧ (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 6760.4 kN · m

fpe = 22.319 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 4636.28 kN · m

d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

811.25 mm < 0.8 × H = 1440 mm ∴ d = 1440.00 mm

Vd = 333.96 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 988.59 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1866.53 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1866.53 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3664776.12 N = 3664.78 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10988430 / 838423 = 13.106 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10047805 × 0.1995 = 2004184.61 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1866.5 kN

3) øVc = 0.80 × 1866.5 = 1493.2 kN

1/2 øVc = 746.613 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$Av = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (1422.7 - 1493.2) × 400

/ (0.80 × 300 × 1440.00)

= - 81.59 mm^2

Avmin = 0.35 ×bw ×s / fy - 93.33 mm^2

Avall = Max(Av, Avmin) = 93.33 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.083$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.486 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 704700$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.083 \times 704700 = 58490.1$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58490.1 / (2.43 \times 0.80)$

$= 0.06$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.215$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.5832 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 845640$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.215 \times 845640 = 181812.6$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 181812.6 / (2.43 \times 0.80)$

$= 0.187$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 747.7 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.573$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

$dp = 2.040 - 0.700 = 1.340$ m $\leq 0.8 \times 2.0 = 1.632$ m

dp = 1.632 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 402.3 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.308 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 m ≤ 0.8 x 2.0 = 1.632 m

dp = 1.632 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.573 + 2.15 x 0.308

= 1.407 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.573 + 0.308 + 0.060)

= 1.223 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.060 + 0.167)

= 0.321 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.

- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 m²

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²

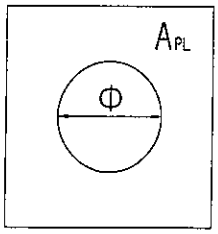
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

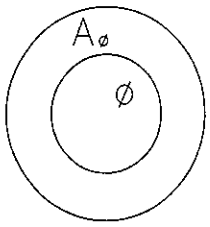
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(m^2)	AΦ(m^2)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/18연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,500,000	3,129,733	2.563,428
T3	3,500,000	2,910,727	2,384,050
T4	3,500,000	3,083,315	2,525,409
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \leq 1.1 \times fci$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/18연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T3	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T4	15.2/18연선	3,500,000	0.115	30.5	34.1	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/18연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압능력	검토
T2	15.2/18연선	3,129,733	0.115	27.2	31.7	O.K
T3	15.2/18연선	2,910,727	0.115	25.3	31.7	O.K
T4	15.2/18연선	3,083,315	0.115	26.8	31.7	O.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 315 mm

h(정착단면의 치수) = 1800 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.124670137

∑Po (도입긴장력) = 10500000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 10500000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 10500000 × sin 0.12467

= 1901393.2 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 1901393.22 / (0.8 × 300.0) = 9507.0 mm^2

e = 1800 / 2 - (0 x 3 + 510 x 2 + 510 x 1) / 3

= 390 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12467

= 0.5 × (1800 - 2 × 39.00) + 5 × 39.00 × sin 0.12467

= 861.4 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다 (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 861.4 = 2153.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 1901393.220 = 38027.864 N

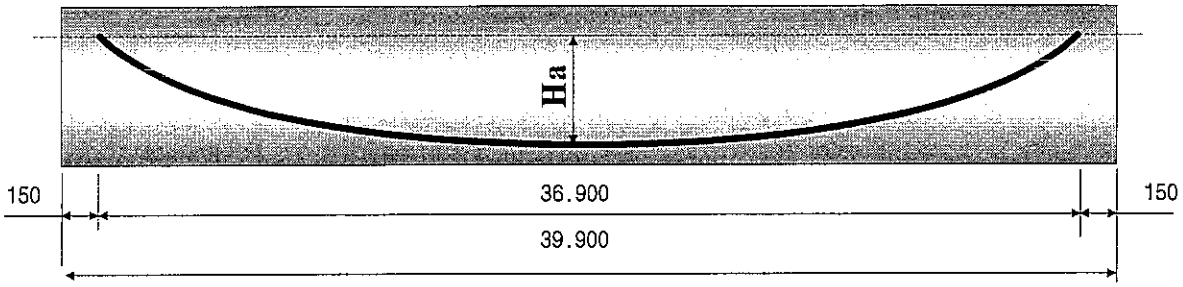
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 38027.864 / 180 = 211.266 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0024966	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0024966	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0024966	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$\triangle L = (Po + Pnet) \times (Lps/2)/(Ap \times Ep)$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	4	-550.00	-470.31	39.130	-79.405
C2	4	-550.00	-470.31	39.130	-79.405
T1	4	1100.00	924.03	39.272	204.676
T2	4	3500.00	3129.73	39.219	260.367
T3	1	3500.00	2910.73	39.157	251.370
T4	2	3500.00	3083.32	39.131	257.963
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음량 계산

17.1 시점측(A1)

1) 온도변화에 의한 이동량

△T : 온도변화 → 보통지방 : -5℃ ~ +35℃

α : 선팽창 계수 = 1.00E-05 (RC교, PSC교)

2) 건조수축, 크리프에 의한 이동량 (단,2개월 경과후 시공으로 가정)

경과기간	2개월	6개월	12개월	18개월	24개월	5년경과
건조수축	0.1L	0.06L	0.04L	0.03L	0.02L	0
크리프	0.2L	0.12L	0.08L	0.06L	0.04L	0
계	0.3L	0.18L	0.12L	0.09L	0.06L	0

3) 신축 여유량 = 0.14 L + 10

4) 산식 (단위 : mm)

구 분	항목 / 지간	온도변화 0.4L	건조수축 0.1L	크리프 0.2L	신축 여유량 0.14L+10	합 계 0.84L+10	비 고
A1	39.9m	15.96	3.99	7.98	15.59	43.52	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 15.960 + 3.990 + 7.980 + 15.586 = 43.516 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 = 47.63 mm

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = MONO CELL JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.80 (유간 80mm)

17.2 종점측(A2)

1) 온도변화에 의한 이동량

△T : 온도변화 → 보통지방 : -5℃ ~ +35℃

α : 선팽창 계수 = 1.00E-05 (RC교, PSC교)

2) 건조수축, 크리프에 의한 이동량 (단,2개월 경과후 시공으로 가정)

경과기간	2개월	6개월	12개월	18개월	24개월	5년경과
건조수축	0.1L	0.06L	0.04L	0.03L	0.02L	0
크리프	0.2L	0.12L	0.08L	0.06L	0.04L	0
계	0.3L	0.18L	0.12L	0.09L	0.06L	0

3) 신축 여유량 = 0.14 L + 10

4) 산식 (단위 : mm)

구 분	항목 / 지간	온도변화 0.4L	건조수축 0.1L	크리프 0.2L	신축 여유량 0.14L+10	합 계 0.84L+10	비 고
A1	39.9m	15.96	3.99	7.98	15.59	43.52	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 15.960 + 3.990 + 7.980 + 15.586 = 43.516 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 = 47.63 mm

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = MONO CELL JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.80 (유간 80mm)

⊙ 사거리 적용시 유간 = 88 mm

시점 교대(옥산방향)

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 형 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정
- 5) 기초 중앙 작용력 산정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

▣ 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	3654.985	1236.88	O.K
	활동에 대한 안정	618.279	334.799	O.K
	지지력에 대한 안정	777	496.714	O.K
지진시	전도에 대한 안정	4408.547	2923.392	O.K
	활동에 대한 안정	605.079	432.208	O.K
	지지력에 대한 안정	1165.5	919.76	O.K

■ 단면 휨 설계

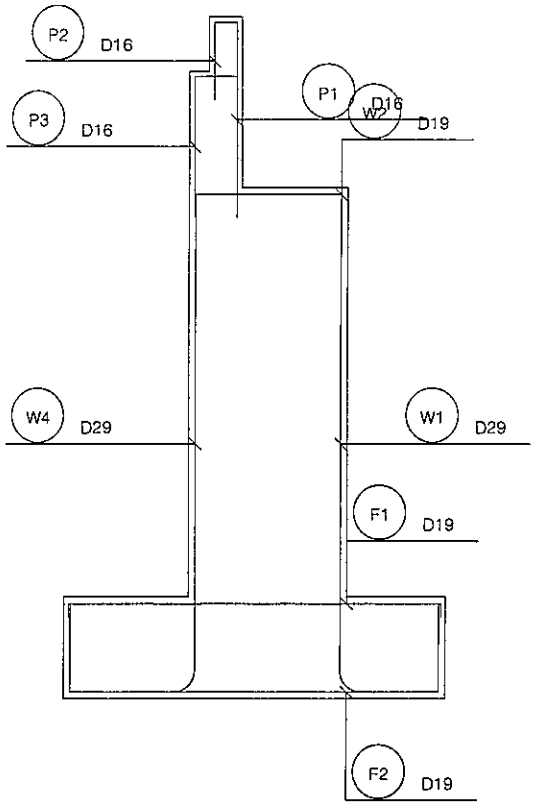
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1500	100	2169.69	2292	765.754	808.394	1.056	O.K
후면저판		1500	100	1308.39	2292	463.887	808.394	1.743	O.K
벽체 : H=9.126		2400	100	3243.94	5139.2	1882.838	2964.619	1.575	O.K
흉벽		800	80	716.413	1588.8	130.571	286.971	2.198	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	507.565	1588.8	69.409	214.045	3.084	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	1945.85	3096.8	260.844	408.448	1.566	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	775.749	1588.8	105.692	214.045	2.025	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1067	2292	144.791	305.759	2.112	O.K

■ 사용성 검토

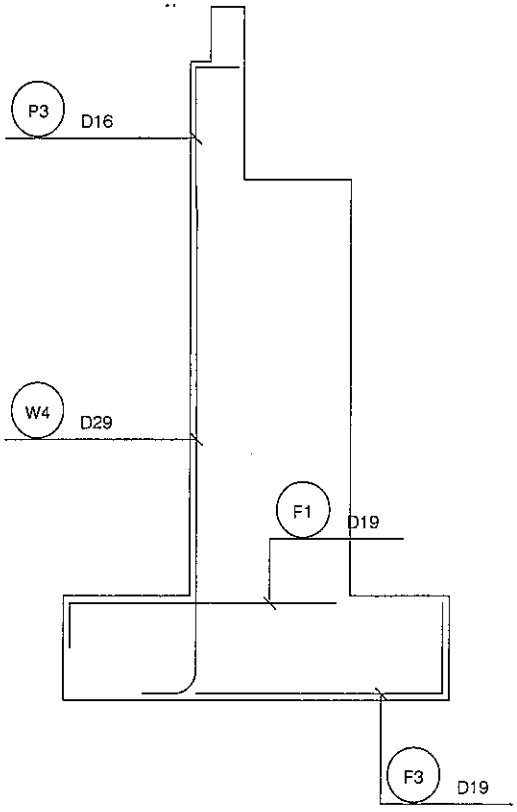
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		129.836	150	125	380.285	O.K
후면저판		83.322	150	125	718.884	O.K
벽체 : H=9.126		70.303	150	125	896.125	O.K
흉벽		70.95	150	125	887.95	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	50.687	150	125	1242.919	O.K
	A(T=620 mm)	99.951	150	125	615.383	O.K
	B(T=620 mm)	77.184	150	125	816.231	O.K
	C(T=620 mm)	74.151	150	125	849.622	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

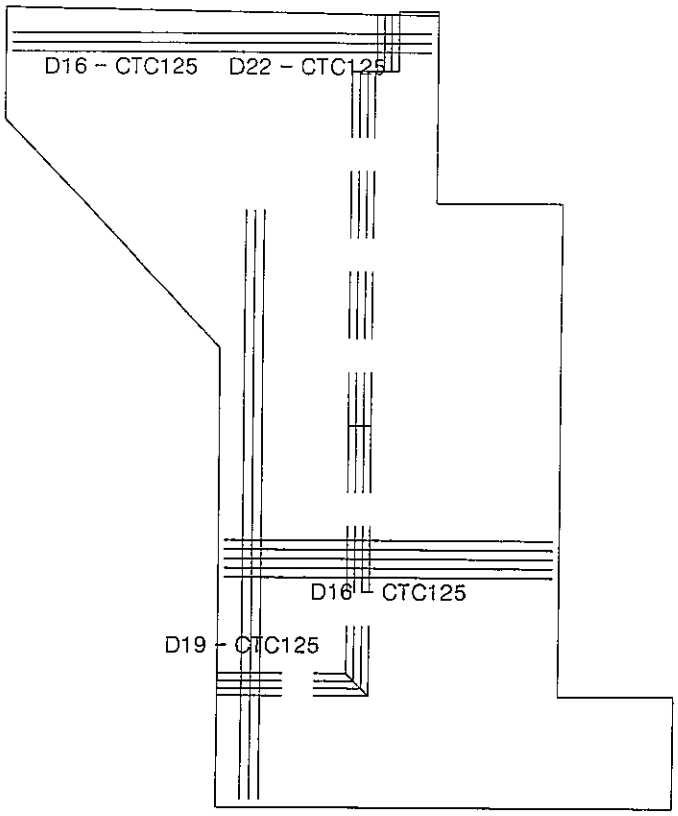


- ② Cycle (CTC = 250)



▣ 주철근 조립도

- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 13.838 M
(5) 교 대 총높이 : H = 10.626 M
(6) 기 초 형 식 : MASS 기초
(7) SKEW : 114.320 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 367.007 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 122.132 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 42.386 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 777.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.600 ; $\tan\Phi b$ = 0.60, Cb = 0 : 암과 콘크리트
(7) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

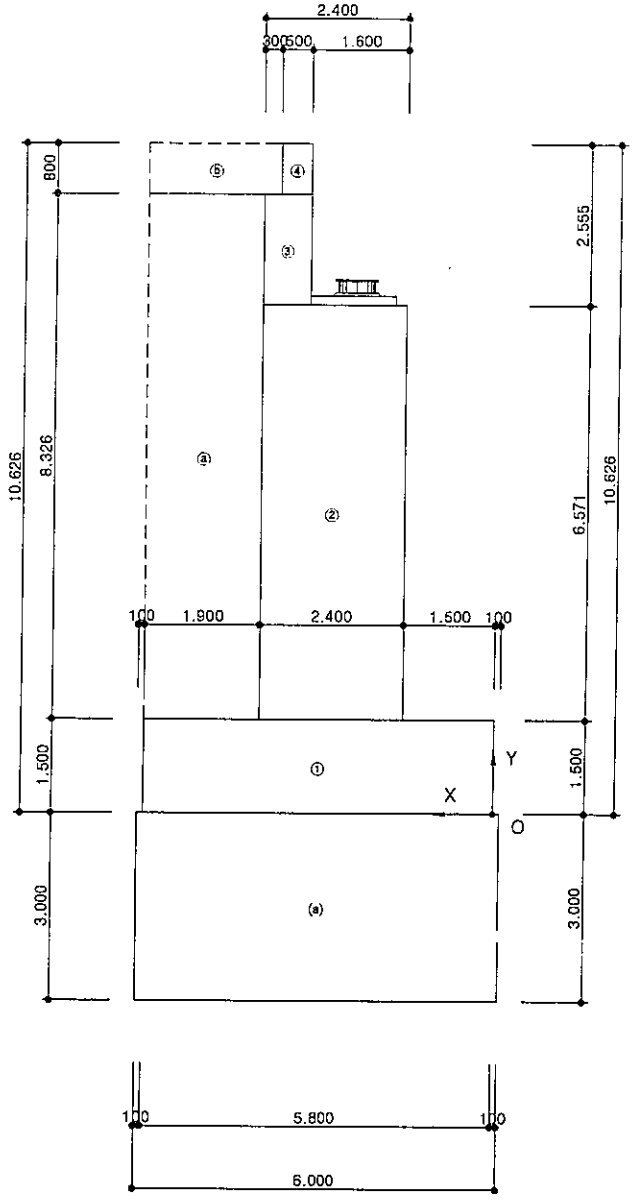
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	1242.665	1067.091	940.924	913.546	914.589	5078.815
활하중	360.023	397.355	381.052	317.469	234.223	1690.122

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	199.080	198.590	198.220	197.910	197.660	991.460
직각방향	175.400	176.550	177.240	177.640	178.030	884.860

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.800 × 1.500	= 8.700	25.000	217.500	16.747
	②	2.400 × 6.571	= 15.771	25.000	394.269	30.359
	③	0.800 × 1.755	= 1.404	25.000	35.101	2.703
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 26.275		656.870	50.579
뒷채움재	ⓐ	1.900 × 8.326	= 15.820	20.000	316.395	24.362
	ⓑ	2.200 × 0.800	= 1.760	20.000	35.200	2.710
	소계		= 17.580		351.595	27.073
총 계					1008.465	77.652

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.900	0.750	630.750	12.561
	②	2.700	4.786	1064.527	145.284
	③	3.500	8.949	122.853	24.186
	④	3.350	10.226	33.500	7.874
	소 계			1851.630	189.905
뒷채움재	ⓐ	4.850	5.663	1534.517	137.967
	ⓑ	4.700	10.226	165.440	27.717
	소 계			1699.957	165.684
총 계				3551.587	355.589

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1851.630 / 656.870 = 2.819 m
  Y = 189.905 / 50.579 = 3.755 m
- 뒷채움재 : X = 1699.957 / 351.595 = 4.835 m
  Y = 165.684 / 27.073 = 6.120 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)*\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\beta+\delta)*\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta+\theta+\beta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)*\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\beta+\delta+\theta)*\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

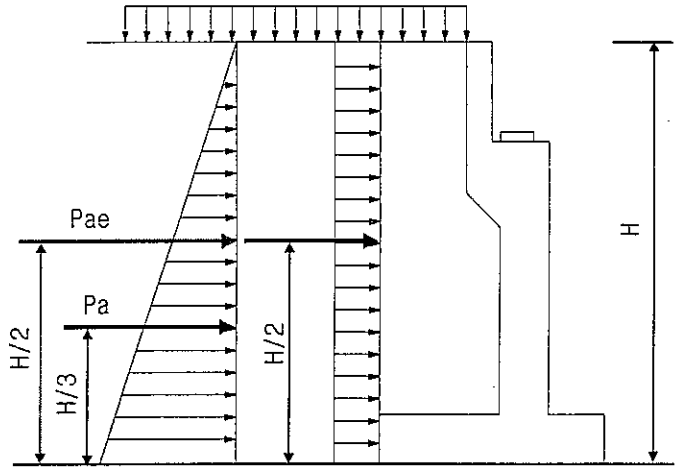
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 10.626 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 10.626² x cos(0.000)
= 306.002 kN
y = H / 3 = 3.542 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.626 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.626² x cos(0.000)
= 354.556 kN
y = H / 2 = 5.313 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 9.126 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 9.126² x cos(11.667 + 0.000)
= 204.732 kN
y = H / 3 = 3.042 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 9.126 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 9.126² x cos(0.000 + 0.000)
= 261.522 kN
y = H / 2 = 4.563 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 5078.815 ÷ (12.625 / sin114.320) = 367.007 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1690.122 ÷ (12.625 / sin114.320) = 122.132 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.4$

$= 0.010099$ m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 13.838 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2396.500 \times 0.010099 \times 5 / 13.838$

$= 8.745$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5
KH	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
δ(m)	0.06916	0.06903	0.06894	0.06887	0.0688

$Fm = 63.942 \times \cos114.3 + 826.316 \times \sin114.3 / 13.838$

$= 80.746$ kN/m

H1 = 884.860 ÷ (12.625 / sin114.3) = 63.942 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 991.460 ÷ (12.625 / sin114.3) = 71.645 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

R x Kh x sinθ → H2 (교축방향 수평력)

R x Kh x cosθ → H1 (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.200 = 22.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 10.626 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 10.626 \times \cos0.000$

$= 28.797$ kN

$y = H / 2 = 5.313$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 9.126 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 9.126 \times \cos11.667$

$= 22.434$ kN

$y = H / 2 = 4.563$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	656.870	-	2.819	3.755	1851.630	-
2. 교대구체(지진시)	656.870	50.579	2.819	3.755	1851.630	189.905
3. 뒷채움재(평상시)	351.595	-	4.835	6.120	1699.956	-
4. 뒷채움재(지진시)	351.595	27.073	4.835	6.120	1699.956	165.685
5. 배면토압(평상시)	-	306.002	-	3.542	-	1083.879
6. 배면토압(지진시)	-	354.556	-	5.313	-	1883.790
7. 뒷채움 상재하중	22.000	28.797	4.700	5.313	103.400	153.001
8. 상부 고정하중반력	367.007	-	2.335	-	856.961	-
9. 상부 활하중반력	122.132	-	2.335	-	285.178	-
10. 교량받침마찰력	-	8.745	-	8.471	-	74.080
11. 상부관성력	-	80.746	-	8.471	-	684.012

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1030.465	334.799	3654.986	1236.880
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1008.465	306.002	3551.586	1083.879
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1008.465	432.208	3551.586	2239.380
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1519.604	343.544	4797.125	1310.960
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1375.472	311.747	4408.547	1157.959
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1375.472	512.954	4408.547	2923.392

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

③ Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	거리(m)	V(kN)	H(kN)	M(kN.m)
(a)	6.000	3.000	18.000	3.000	423.000	32.571	1269.000
계	-	-	18.000	-	423.000	32.571	1269.000

* 수평력(H)는 V x Kh(=0.077)로 산정한다.
* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.

  e = 6.000/2 - 1269.000/423.000 = 0.000 m

  x = 3 x (6.000/2 - 0.000) = 9.000 m
* 저면반력의 작용폭(x = 9.000m)이 B(= 6.000m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포

  Qmax = (423.000/6.000) x (1 + 6 x 0.000/6.000) = 70.500 kN

  Qmin = (423.000/6.000) x (1 - 6 x 0.000/6.000) = 70.500 kN

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	3654.986	1236.880	1030.465	2.955	0.553	0.967	O.K
COMB 2	3551.586	1083.879	1008.465	3.277	0.453	0.967	O.K
COMB 3	3551.586	2239.380	1008.465	1.586	1.599	1.933	O.K
COMB 4	4797.125	1310.960	1519.604	3.659	0.606	0.967	O.K
COMB 5	4408.547	1157.959	1375.472	3.807	0.537	0.967	O.K
COMB 6	4408.547	2923.392	1375.472	1.508	1.820	1.933	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

- 직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/m²)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(m²)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	(m)	허용안전율
COMB 1	1030.465	618.279	334.799	1.847	1.500	O.K
COMB 2	1008.465	605.079	306.002	1.977	1.500	O.K
COMB 3	1008.465	605.079	432.208	1.400	1.200	O.K
COMB 4	1519.604	911.762	343.544	2.654	1.500	O.K
COMB 5	1375.472	825.283	314.747	2.622	1.500	O.K
COMB 6	1375.472	825.283	512.954	1.609	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN·m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	1030.465	2418.106	0.553	349.874	75.958	777.000	O.K
COMB 2	1008.465	2467.707	0.453	325.855	92.391	777.000	O.K
COMB 3	1008.465	1312.206	1.599	587.188	0.000	1165.500	O.K
COMB 4	1519.604	3486.165	0.606	496.714	97.788	777.000	O.K
COMB 5	1375.472	3250.588	0.537	439.329	105.471	777.000	O.K
COMB 6	1375.472	1485.155	1.820	919.760	0.000	1165.500	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

지지력에 대한 안정은 "Qmax + MASS에 의한 반력(= 70.500 kN)"의 값으로 검토한다.

: 『MASS기초의 반력산정』 참조

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(5.800 x 13.838) / 0.3)^-¾) = 260.931 kN/m³

$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 13.838 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.800 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.500 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

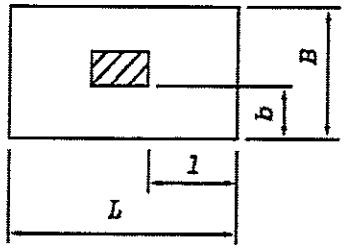
β = ⁴√[(C ^ 260.931) / (26986000.000 x 1.500³)] = 0.054 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.900) = 1.900

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.900, 뒷굽기준으로 검토

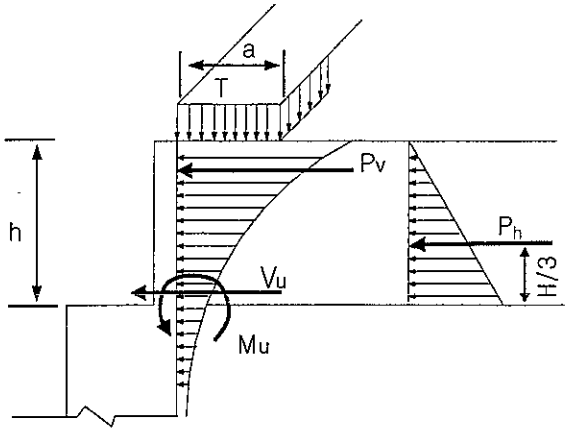


βλ = 0.054 x 1.900 = 0.103 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka
= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)
= 114.60 x 0.251 x (2.555 - 0.36) = 63.139 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H² x cos δ
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.555² x cos11.667 = 16.047 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.555 x 16.047 = 13.667 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 16.047 = 76.180 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 63.139 + 1.70 x 13.667 = 130.571 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.755 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.703 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.703 + 0.770 = 3.473 kN

Mw = 2.703 x 1.755/2 + 0.770 x (1.755 + 0.800/2) = 4.031 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H² x cos δ
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.555² x cos0.000 = 20.499 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.555 x 20.499 = 26.187 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.473 + 1.00 x 20.499 = 23.971 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 4.031 + 1.00 x 26.187 = 30.218 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	76.180	130.571	
지진시	23.971	30.218	
설계단면력	76.180	130.571	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.126 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	33.831	3.742	-	1.000	33.831	126.595
2. 배면토압(평상시)	204.732	3.042	1.700	-	348.044	1058.773
3. 배면토압(지진시)	261.522	4.563	-	1.000	261.522	1193.350
4. 뒷채움 상재하중	22.434	4.563	1.700	-	38.138	174.026
5. 교량받침마찰력	8.745	6.971	1.300	-	11.369	79.252
6. 상부관성력	80.746	6.971	-	1.000	80.746	562.893

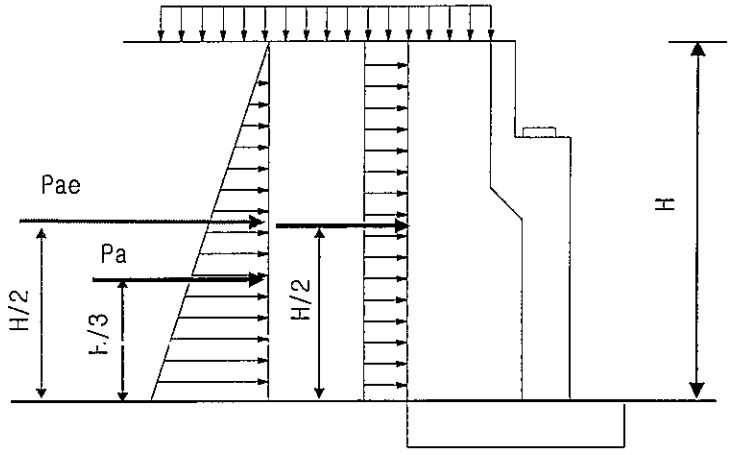
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 33.831 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 126.595 kN.m

y = Mo / Ho = 126.595 / 33.831 = 3.742



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 9.126 m)	397.551	1312.051	
지진시(H = 9.126 m)	376.099	1882.838	
설계단면력	397.551	1882.838	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	656.870	-	2.819	3.755	1851.630	-
2. 교대구체(지진시)	656.870	50.579	2.819	3.755	1851.630	189.905
3. 뒷채움재(평상시)	351.595	-	4.835	6.120	1699.956	-
4. 뒷채움재(지진시)	351.595	27.073	4.835	6.120	1699.956	165.685
5. 배면토압(평상시)	-	306.002	-	3.542	-	1083.879
6. 배면토압(지진시)	-	354.556	-	5.313	-	1883.790
7. 토압의 연직분력	45.642	-	5.167	-	235.817	-
8. 뒷채움 상재하중	22.000	28.797	4.700	5.313	103.400	153.001
9. 상부 고정하중반력	367.007	-	2.335	-	856.961	-
10. 상부 활하중반력	122.132	-	2.335	-	285.178	-
11. 교량받침마찰력	-	8.745	-	8.471	-	74.080
12. 상부관성력	-	80.746	-	8.471	-	684.012

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1435.896	569.158	5240.261	2102.696
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1388.596	520.203	5017.951	1842.594
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1008.465	432.208	3551.586	2239.380
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2175.589	580.527	6967.443	2199.000
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1865.705	531.572	6132.000	1938.898
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1375.472	512.954	4408.547	2923.392

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	1435.896	3137.564	0.715	430.660	64.477	335.957	184.433
COMB 2	1388.596	3175.356	0.613	391.299	87.527	312.737	187.039
COMB 3	1008.465	1312.205	1.599	516.688	0.000	318.144	0.473
COMB 4	2175.589	4768.442	0.708	649.911	100.292	507.768	280.340
COMB 5	1865.705	4193.101	0.653	538.815	104.531	426.500	246.797
COMB 6	1375.472	1485.155	1.820	849.260	0.000	455.990	0.000

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

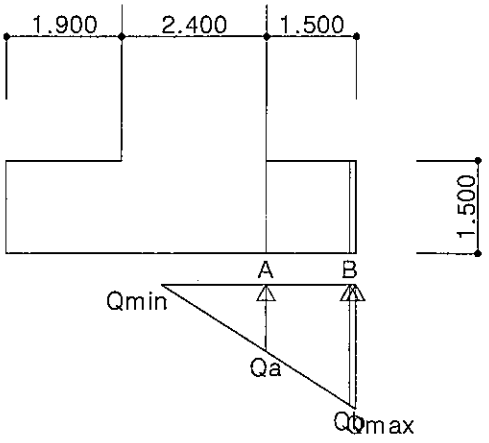
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.100 x 25.000 = 3.750 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

Ma = Qa x 1.500^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.500^2 x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	430.660	335.957	424.346	42.750	448.979	37.875	394.135
COMB 2	391.299	312.737	386.061	38.868	410.750	33.993	355.907
COMB 3	516.688	318.144	503.452	51.007	506.820	47.257	464.633
COMB 4	649.911	507.768	640.435	64.517	677.846	59.642	623.003
COMB 5	538.815	426.500	531.328	53.507	564.049	48.632	509.205
COMB 6	849.260	455.990	823.042	83.615	807.941	79.865	765.754

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

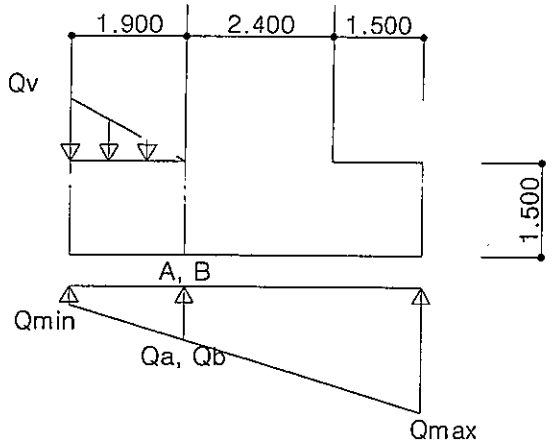
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 1.900 x 25.000 = 71.250 kN

Ma = 1.500 x 1.900 x 25.000 x 1.900 / 2 = 67.687 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 351.595 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 351.595 kN

Ma = 351.595 x (4.835 - 3.900) = 328.736 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.900 = 19.000 kN

Ma = 10.000 x 1.900 x 1.900 / 2 = 18.050 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 9.126^2 x sin11.667

= 45.642 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 45.642 / 1.900

= 48.045 kN

Vb = 48.045 x 1.900 / 2 = 45.642 kN

Ma = 48.045 x 1.900 x 1.900 / 3 = 57.814 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 1.900 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.900

Ma = Qmin x 1.900^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.900^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.900)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x $(\chi - 3.900)^2$ / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	64.477	184.433	184.433	236.464	188.554	431.677	463.887
COMB 2	87.527	187.039	187.039	260.838	217.860	366.453	395.773
COMB 3	0.000	0.473	0.473	0.001	0.000	422.844	396.423
COMB 4	100.292	280.340	280.340	361.600	289.356	306.541	363.085
COMB 5	104.531	246.797	246.797	333.762	274.275	293.529	339.358
COMB 6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	422.845	396.423

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1500.0	1400.0	100.0	765.8	79.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 39.654) / 39.654 = 0.10292

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2169.693 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.056]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2169.693 mm²

ρmin = Max(2169.693, 1800.000) / bd = 0.00155

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00164

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1400.00 - a/2) = 808.394 kN.m

≥ Mu (= 765.754 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.056]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1400.00 = 914.476 kN

≥ Vu (= 79.865 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1500.0 x 1000.0 = 2250.000 ㎟ < 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1500.0	1400.0	100.0	463.9	431.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 39.654) / 39.654 = 0.10292

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1308.393 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.752]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1308.393 mm²

ρmin = Max(1308.393, 1800.000) / bd = 0.00129

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00164

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1400.00 - a/2) = 808.394 kN.m

≥ Mu (= 463.887 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.743]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1400.00 = 914.476 kN

≥ Vu (= 431.677 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1500.0 x 1000.0 = 2250.000 ㎟ < 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=9.126

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2400.0	2300.0	100.0	1882.8	397.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 300.00 = 1541760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 75.576 mm, c = 75.576 / β1 = 75.576 / 0.85 = 88.913 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2300.00 - 88.913) / 88.913 = 0.07460

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3243.937\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.584]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00223

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 75.576 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 300 x (2300.00 - a/2) = 2964.619 kN.m

≥ Mu (= 1882.838 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.575]

* 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2300.00 = 1502.354 kN

≥ Vu (= 397.551 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2400.0 x 1000.0 = 3600.000 ㎟ < 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	130.6	76.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 716.413 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.218]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 130.571 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.198]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 76.180 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1910.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.555 - 0.36) = 63.139 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cosδ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.555^2 x cos11.667 = 16.047 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.555 x 16.047 = 13.667 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 16.047 = 44.812 kN

Ms = 63.139 + 13.667 = 76.807 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.126 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	33.831	3.742	-	1.000	33.831	126.595
2. 배면토압(평상시)	204.732	3.042	1.000	-	204.732	622.808
3. 배면토압(지진시)	261.522	4.563	-	1.000	261.522	1193.350
4. 뒷채움 상재하중	22.434	4.563	1.000		22.434	102.369
5. 교량받침마찰력	8.745	6.971	1.000	-	8.745	60.963
6. 상부관성력	80.746	6.971	-	1.000	80.746	562.893

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 33.831 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 126.595 kN.m

y = Mo / Ho = 126.595 / 33.831 = 3.742

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	235.911	786.139	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1076.107	334.799	3890.802	1236.880
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1054.107	306.002	3787.402	1083.879
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1008.465	432.208	3551.585	2239.380
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1565.246	343.544	5032.942	1310.960
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1421.114	314.747	4644.364	1157.959
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1375.472	512.954	4408.547	2923.392

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

② 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	1076.107	2653.922	0.434	268.792	102.280	225.728	156.827
COMB 2	1054.107	2703.524	0.335	244.772	118.713	212.171	160.008
COMB 3	1008.465	1312.205	1.599	516.688	0.000	318.144	0.473
COMB 4	1565.246	3721.982	0.522	415.631	124.109	340.237	219.608
COMB 5	1421.114	3486.405	0.447	358.247	131.793	299.681	205.976
COMB 6	1375.472	1485.155	1.820	849.260	0.000	455.990	0.000

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

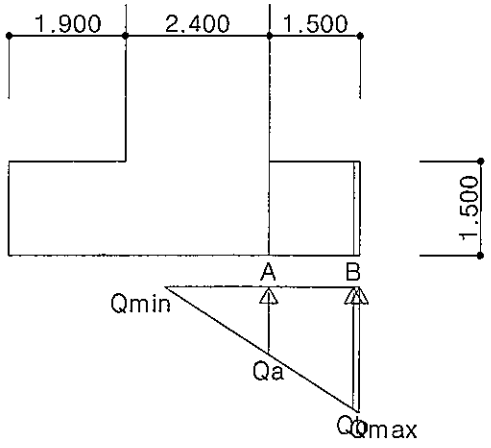
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.100 x 25.000 = 3.750 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

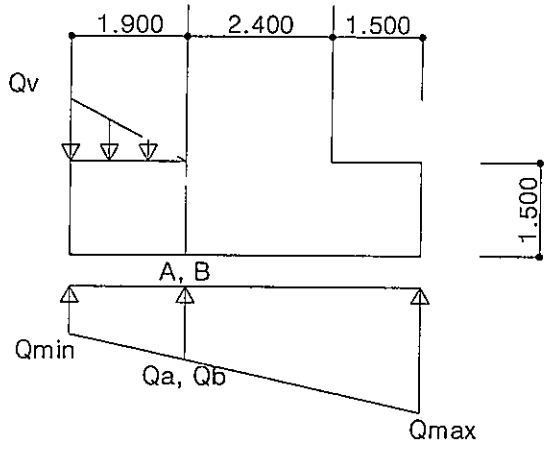
Ma = Qa x 1.500² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.500² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	268.792	225.728	265.921	26.736	286.242	22.986	244.054
COMB 2	244.772	212.171	242.599	24.369	263.143	20.619	220.956
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	415.631	340.237	410.604	41.312	439.312	37.562	397.124
COMB 5	358.247	299.681	354.342	35.629	381.065	31.879	338.878
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 1.900 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.900

Ma = Qmin x 1.900² / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.900² / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.900)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 3.900)^2 / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	102.280	156.827	156.827	246.151	217.434	241.336	254.852
COMB 2	118.713	160.008	160.008	264.785	239.123	222.703	233.164
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	124.109	219.608	219.608	326.531	281.475	160.957	190.811
COMB 5	131.793	205.976	205.976	320.880	282.519	166.608	189.767
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 397.124 x 1000000 / [2292.000 x (1400.000 - 196.513/3)]
= 129.836 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x2292.000)]
= 196.513 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.84) - 2.5 x 90.50 = 380.28 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 129.84) = 485.23 mm
Sa는 작은 값인 380.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 380.28 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.852 x 1000000 / [2292.000 x (1400.000 - 196.513/3)]
= 83.322 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x2292.000)]
= 196.513 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 83.32) - 2.5 x 90.50 = 718.88 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 83.32) = 756.11 mm
Sa는 작은 값인 718.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 718.88 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=9.126

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 786.139 x 1000000 / [5139.200 x (2300.000 - 372.408/3)]
= 70.303 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2300.0/(7x5139.200)]
= 372.408 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.30) - 2.5 x 85.50 = 906.41 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.30) = 896.12 mm

Sa는 작은 값인 896.12 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 896.12 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.807 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 70.950 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]}$

= 115.917 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.95) - 2.5 x 72.00 = 929.94 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.95) = 887.95 mm

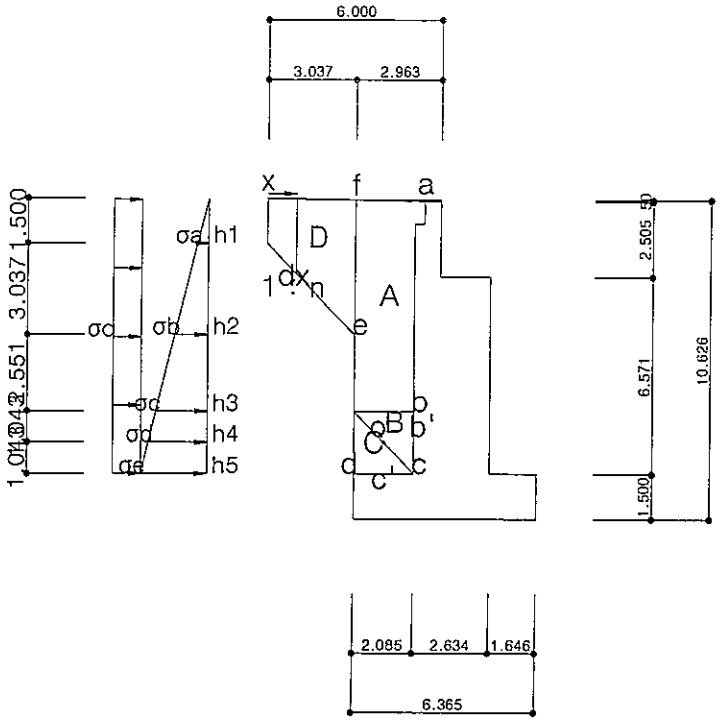
Sa는 작은 값인 887.95 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 887.95 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

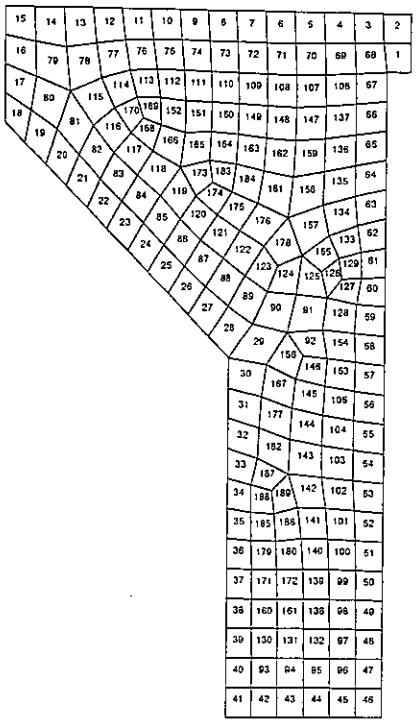


$U = 1.700 \cdot H + 1.700 \cdot L$

정지토압계수 $K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	69.409	260.844	105.692	144.791
전단력(kN)	65.355	171.551	160.341	163.741

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	40.829	153.438	62.172	85.171
전단력(kN)	38.444	100.913	94.319	96.318

(2) 철근량 검토

① D(T=620 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	69.4	65.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 ㎜, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 507.565 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 3.130]

1단 : D16 - 3.C EA (= 1588.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 ㎜

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 69.409 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.084]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 65.355 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	260.8	171.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1945.852 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.591]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00573

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 408.448 kN.m

≥ Mu (= 260.844 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.566]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 171.551 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	105.7	160.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 775.749 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.048]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 105.692 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.025]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 160.341 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	144.8	163.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1066.999 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.148]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00424

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (540.00 - a/2) = 305.759 kN.m

≥ Mu (= 144.791 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.112]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 163.741 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 40.829 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]
= 50.687 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]
= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 50.69) - 2.5 x 72.00 = 1373.65 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 50.69) = 1242.92 mm
Sa는 작은 값인 1242.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1242.92 mm) ∴ O.K

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 153.438 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 99.951 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x3096.800)]
= 132.860 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.95) - 2.5 x 69.00 = 615.38 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.95) = 630.31 mm
Sa는 작은 값인 615.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 615.38 mm) ∴ O.K

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 62.172 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]
= 77.184 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]
= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.18) - 2.5 x 72.00 = 840.29 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 77.18) = 816.23 mm

Sa는 작은 값인 816.23 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 816.23 mm) ∴ O.K

④ C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 85.171 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 74.151 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000)]

= 116.564 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 74.15) - 2.5 x 70.50 = 885.78 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.15) = 849.62 mm

Sa는 작은 값인 849.62 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 849.62 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 12.401 = 8.681 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

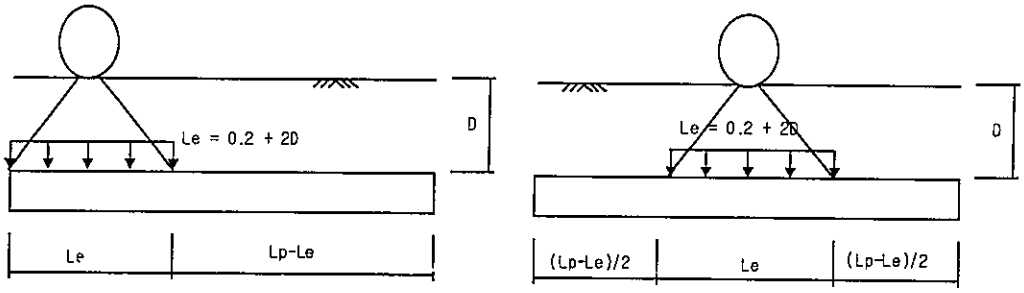
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 8.681 / 2 - 12.500 x 0. = 49.254 kN/m

Md = 12.500 x 8.681² / 8 = 117.739 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 8.681 x 0.400) / (2 x 8.681)

= 78.408 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.681/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 178.477 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 49.254 + 2.15 x 78.408

= 232.606 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 117.739 + 2.15 x 178.477

= 536.785 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	536.8	232.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4361.359 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.178]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 536.785 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.156]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 232.606 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4361.4 ㎟

필요 철근량 : 4361.4 x 0.248 = 1083.6 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 296.215 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 162.735 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]

= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

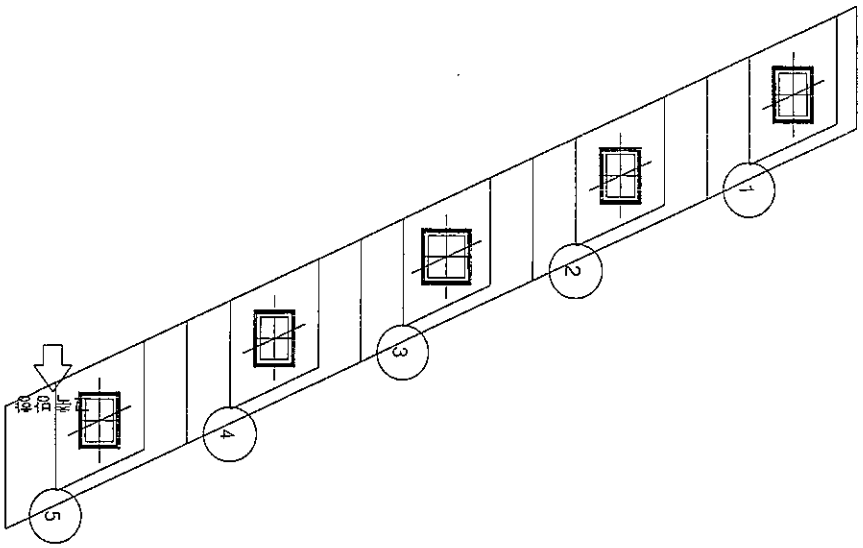
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.74) - 2.5 x 85.50 = 270.17 mm

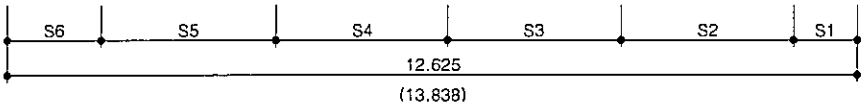
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.74) = 387.13 mm

Sa는 작은 값인 270.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.17 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토





1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.397 = 401.985 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	401.985	610.000	410.000	472.891	O.K
2	401.985	610.000	410.000	473.823	O.K
3	401.985	600.000	550.000	449.606	O.K
4	401.985	610.000	410.000	473.687	O.K
5	401.985	610.000	410.000	473.620	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 114.3° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 24.32°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 80.890 + 6.66 \times 8.581) \times (1 + 0.000125 \times 24.32^2)$

= 421.235 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1756 - 80 - 50 = 1626 mm ≥ 421 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1602.688	O.K	258.822	248.850	O.K
SHOE 2	1750.000	1464.446	O.K	258.822	248.238	O.K
SHOE 3	1750.000	1321.976	O.K	258.822	247.775	O.K
SHOE 4	1750.000	1231.015	O.K	258.822	247.387	O.K
SHOE 5	1750.000	1148.812	O.K	258.822	247.075	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1602.688	187.105	164.850	1245.000	1560.500	
2	1464.446	186.645	165.930	1246.000	1782.800	
3	1321.976	186.297	178.875	1386.000	1776.925	
4	1231.015	186.006	166.955	1246.000	1784.200	
5	1148.812	185.771	167.321	1246.000	1842.300	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2942.827	4369.200	O.K	3194.042	4766.400	O.K
2	2791.579	4369.200	O.K	3058.798	4766.400	O.K
3	2654.618	4369.200	O.K	2923.114	4369.200	O.K
4	2543.205	4369.200	O.K	2754.386	4766.400	O.K
5	2454.618	4369.200	O.K	2647.226	4766.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1247.368	9135.600	O.K	1098.997	9135.600	O.K
2	1244.298	9135.600	O.K	1106.203	9135.600	O.K
3	1241.980	9135.600	O.K	1192.501	9135.600	O.K
4	1240.038	9135.600	O.K	1113.033	9135.600	O.K
5	1238.471	9135.600	O.K	1115.476	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1602.688 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 40.4

= 0.010099 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2396.500 x 0.010099

= 24.203 kN/m

Hx1 = 24.203 / 1.15 = 21.046 kN

Hx2 = 248.850 / 1.33 = 187.105 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 187.105 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 219.250 / 1.33 = 164.850 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 164.850 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 835.000 mm b2y = 950.500 mm

bcx = 2 x b2x = 1670.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1901.000 mm < 5 x b1y = 2050.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 610.000/1670.000) x 1602.688 x 10^3 /150.000

= 1695.458 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 410.000/1901.000) x 1602.688 x 10^3 /150.000

= 2095.045 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 187.105 x 10^3 / 150.000

= 1247.368 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 164.850 x 10^3 / 150.000

= 1098.997 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 950.500 = 1560.500 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 835.000 = 1245.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 2095.045 + 1098.997 = 3194.042 mm²

  Bxo = 1560.500 mm 범위내에서 D16 - 24 EA

  As = 198.600 x 24 = 4766.400 mm² ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1695.458 + 1247.368 = 2942.827 mm²

  Byo = 1245.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm² ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 164.850 x 10^3 / 150.000 = 1098.997 mm²

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm² ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 187.105 x 10^3 / 150.000 = 1247.368 mm²

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm² ∴ O.K

종점 교대(옥산방향)

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 말뚝 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 말 뚝 계 산
- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1586	814.55	O.K
	허용인발력(kN/EA)	86.184	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	113.483	O.K
	전단응력(MPa)	80	14.352	O.K
	수평변위(mm)	15	7.422	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1019.929	O.K
	허용인발력(kN/EA)	129.277	-	O.K
	휨응력(MPa)	210	126.386	O.K
	전단응력(MPa)	120	24.149	O.K
	수평변위(mm)	15	7.037	O.K

■ 단면 휨 설계

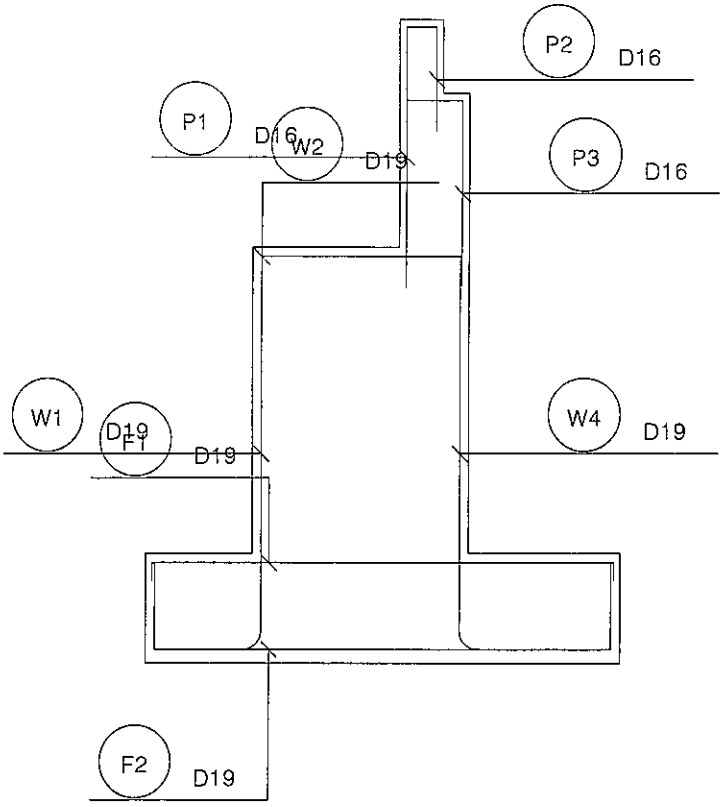
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1309.32	2292	347.357	603.833	1.738	O.K
후면저판		1200	100	636.481	2292	177.773	633.056	3.561	O.K
벽체 : H=6.441		2450	100	1374.98	2292	820.41	1363.631	1.662	O.K
횡벽		800	80	705.169	1588.8	128.537	286.971	2.233	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	757.551	1588.8	103.239	214.045	2.073	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	1834.91	3096.8	246.354	408.448	1.658	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	814.643	1588.8	110.932	214.045	1.93	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1347.77	2292	182.182	305.759	1.678	O.K

■ 사용성 검토

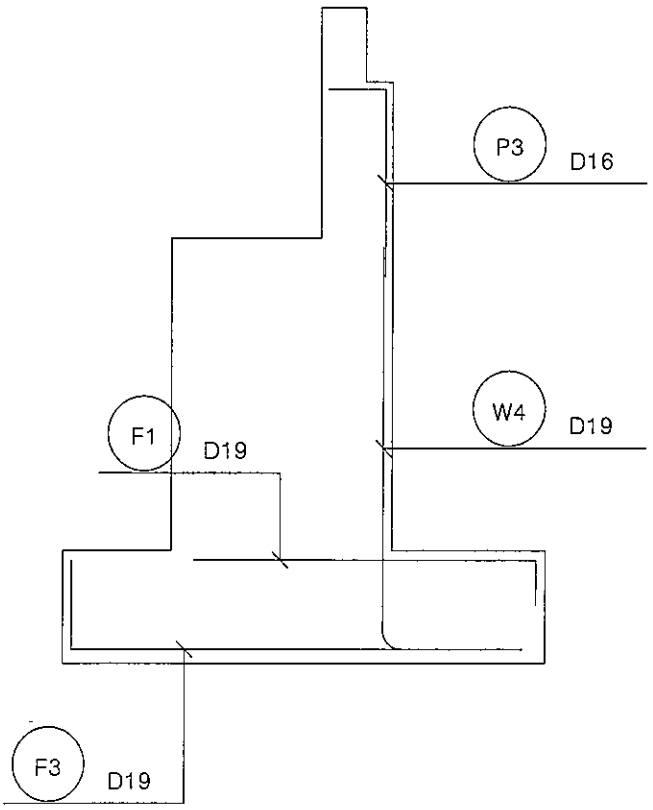
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		100.808	150	125	429.941	O.K
후면저판		25.087	150	125	2511.228	O.K
벽체 : H=6.441		59.092	150	125	1066.132	O.K
횡벽		69.844	150	125	902.005	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	75.392	150	125	835.629	O.K
	A(T=620 mm)	94.399	150	125	661.725	O.K
	B(T=620 mm)	81.011	150	125	777.677	O.K
	C(T=620 mm)	93.3	150	125	667.806	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

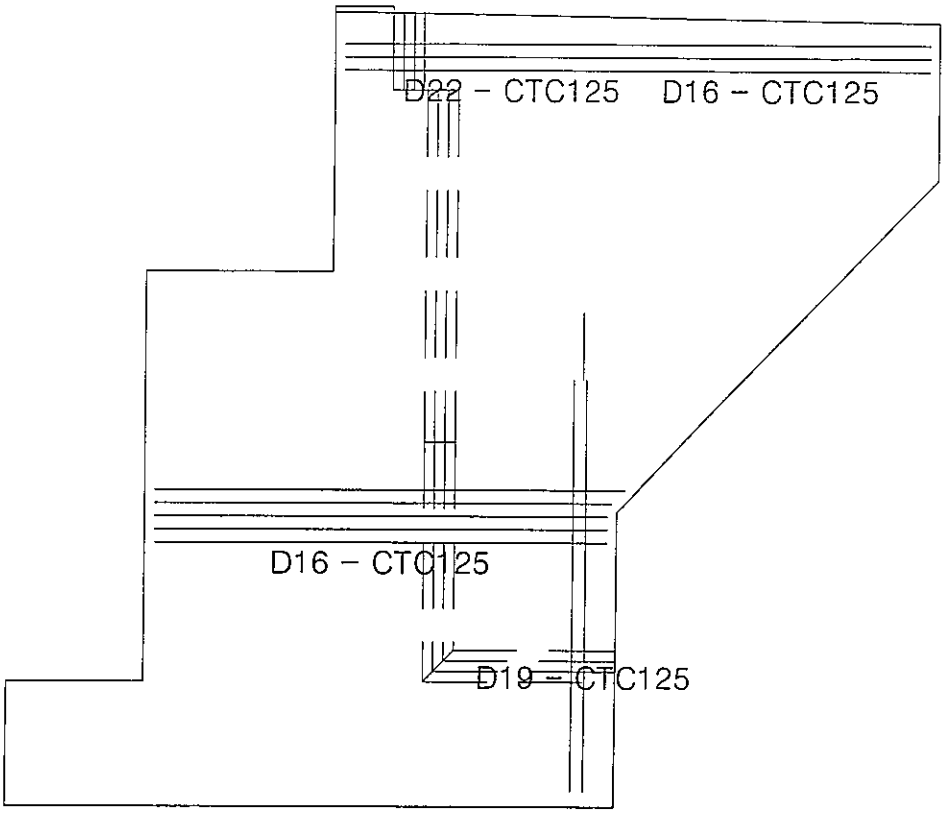


- ② Cycle (CTC = 250)



▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 14.265 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.641 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 117.915 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 356.037 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 118.172 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 2.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 20.477 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.243 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

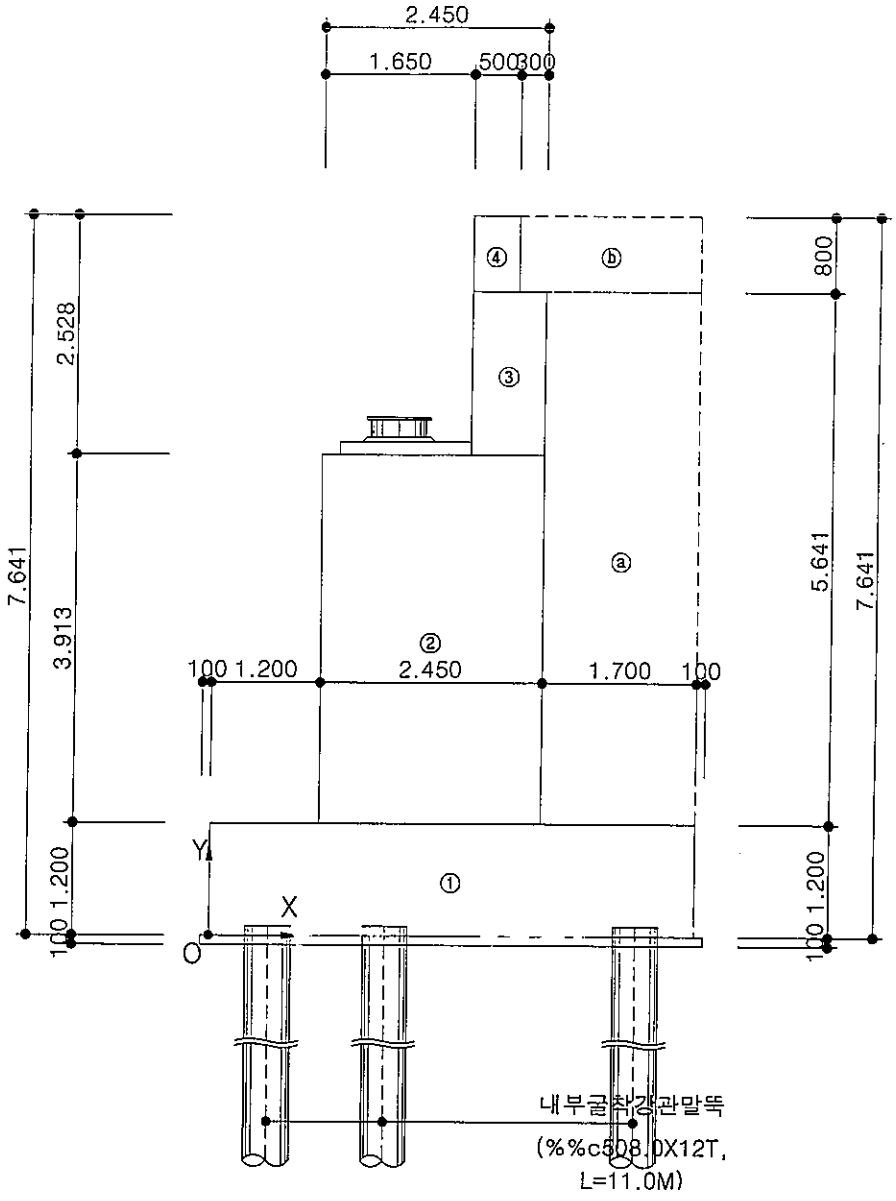
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	1242.368	1067.875	940.107	913.016	915.448	5078.814
활하중	196.826	288.106	375.807	421.034	403.928	1685.701

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	197.750	198.120	198.490	198.900	199.430	992.690
직각방향	179.490	179.240	178.960	178.390	177.360	893.440

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.350 × 1.200	= 6.420	25.000	160.500	12.358
	②	2.450 × 3.913	= 9.586	25.000	239.644	18.453
	③	0.800 × 1.728	= 1.383	25.000	34.565	2.661
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 17.788		444.708	34.243
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.641	= 9.589	20.000	191.787	14.768
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 11.189		223.787	17.232
총 계					668.495	51.474

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.675	0.600	429.337	7.415
	②	2.425	3.156	581.136	58.241
	③	3.250	5.977	112.335	15.907
	④	3.100	7.211	31.000	5.575
	소 계			1153.809	87.139
뒷채움재	ⓐ	4.500	4.020	863.040	59.371
	ⓑ	4.350	7.241	139.200	17.841
	소 계			1002.240	77.213
총 계				2156.049	164.351

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1153.809 / 444.708 = 2.595 m
  Y = 87.139 / 34.243 = 2.545 m
- 뒷채움재 : X = 1002.240 / 223.787 = 4.479 m
  Y = 77.213 / 17.232 = 4.481 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)*\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\beta+\delta)*\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta+\theta+\beta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)*\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\beta+\delta+\theta)*\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

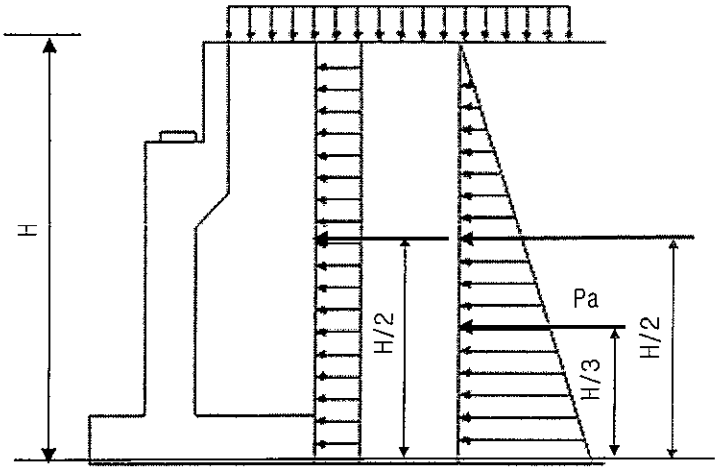
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.641 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.641^2 x cos(0.000)

= 158.214 kN

y = H / 3 = 2.547 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.641 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.641^2 x cos(0.000)

= 183.318 kN

y = H / 2 = 3.820 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.441 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.441^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 101.973 kN

y = H / 3 = 2.147 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.441 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.441^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 130.259 kN

y = H / 2 = 3.220 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 5078.814 ÷ (12.625 / sin117.915) = 356.037 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1685.701 ÷ (12.625 / sin117.915) = 118.172 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.5$

$= 0.010123$ m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 14.265 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2396.500 \times 0.010123 \times 5 / 14.265$

$= 8.504$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ $(H2 \leq kH \times \delta$ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ $(H2 > kH \times \delta$ 일때)

구분	1	2	3	4	5
KH	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
δ(m)	0.06884	0.06894	0.06903	0.06913	0.06927

$Fm = 62.632 \times \cos117.9 + 827.310 \times \sin117.9 / 14.265$

$= 80.570$ kN/m

$H1 = 893.440 \div (12.625 / \sin117.9) = 62.632$ kN/m : 직각방향 수평력

$H2 = 992.600 \div (12.625 / \sin117.9) = 69.590$ kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$R \times Kh \times \sin\theta \rightarrow H2$ (교축방향 수평력)

$R \times Kh \times \cos\theta \rightarrow H1$ (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 2.000 = 20.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.641 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 7.641 \times \cos0.000$

$= 20.707$ kN

$y = H / 2 = 3.820$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.441 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 6.441 \times \cos11.667$

$= 15.832$ kN

$y = H / 2 = 3.220$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	444.708	-	2.595	2.545	1153.808	-
2. 교대구체(지진시)	444.708	34.243	2.595	2.545	1153.808	87.140
3. 뒷채움재(평상시)	223.787	-	4.479	4.481	1002.241	-
4. 뒷채움재(지진시)	223.787	17.232	4.479	4.481	1002.241	77.215
5. 배면토압(평상시)	-	158.214	-	2.547	-	402.960
6. 배면토압(지진시)	-	183.318	-	3.820	-	700.347
7. 뒷채움 상재하중	20.000	20.707	4.350	3.820	87.000	79.109
8. 상부 고정하중반력	356.037	-	2.054	-	731.300	-
9. 상부 활하중반력	118.172	-	2.054	-	242.725	-
10. 교량받침마찰력	-	8.504	-	5.513	-	46.879
11. 상부관성력	-	80.570	-	5.513	-	444.146

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	688.495	178.921	2243.049	482.069
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	668.495	158.214	2156.049	402.960
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	668.495	234.793	2156.049	864.702
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1162.704	187.425	3217.074	528.948
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1024.532	166.718	2887.349	413.939
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1024.532	315.363	2887.349	1308.848

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(= 2.433) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	8.000	5.200	-
2 열	1.950	8.000	15.600	-
3 열	4.700	8.000	37.600	-
계	-	24.000	58.400	2.433

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	9821.381	2552.308	-0.124	-1217.851
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	9536.081	2256.923	-0.189	-1802.319
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	9536.081	3349.322	0.502	4787.113
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	16585.973	2673.618	0.121	2006.903
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	14614.949	2378.232	0.054	789.207
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14614.949	4498.653	0.893	13051.149

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 14.265 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

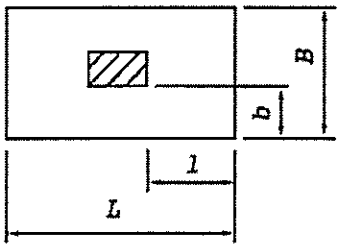
$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 168201.932 x 24 / (14.265 x 5.350) = 52895.854 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 14.265 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.350 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 24 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 52895.854) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.242$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 1.700) = 1.700
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.675, 뒷굽기준으로 검토

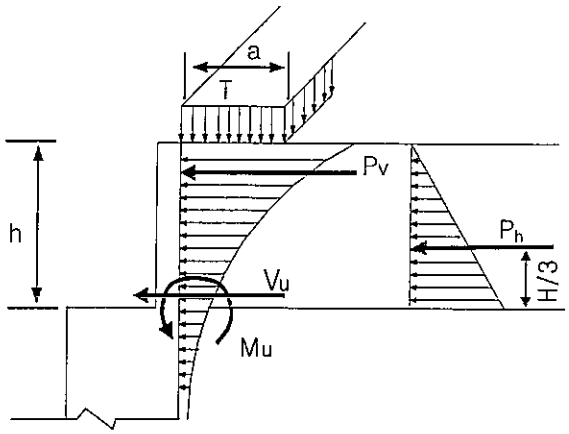


$\beta\lambda$ = 0.242 x 1.700 = 0.411 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.528 - 0.36) = 62.368 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.528^2 x cos11.667 = 15.712 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.528 x 15.712 = 13.241 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.712 = 75.611 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 62.368 + 1.70 x 13.241 = 128.537 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.728 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.661 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.661 + 0.770 = 3.431 kN

Mw = 2.661 x 1.728/2 + 0.770 x (1.728 + 0.800/2) = 3.939 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.528^2 x cos0.000 = 20.071 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.528 x 20.071 = 25.372 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.431 + 1.00 x 20.071 = 23.502 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 3.939 + 1.00 x 25.372 = 29.310 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	75.611	128.537	
지진시	23.502	29.310	
설계단면력	75.611	128.537	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.441 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	21.884	2.443	-	1.000	21.884	53.463
2. 배면토압(평상시)	101.973	2.147	1.700	-	173.354	372.179
3. 배면토압(지진시)	130.259	3.220	-	1.000	130.259	419.485
4. 뒷채움 상재하중	15.832	3.220	1.700	-	26.914	86.675
5. 교량받침마찰력	8.504	4.313	1.300	-	11.055	47.676
6. 상부관성력	80.570	4.313	-	1.000	80.570	347.462

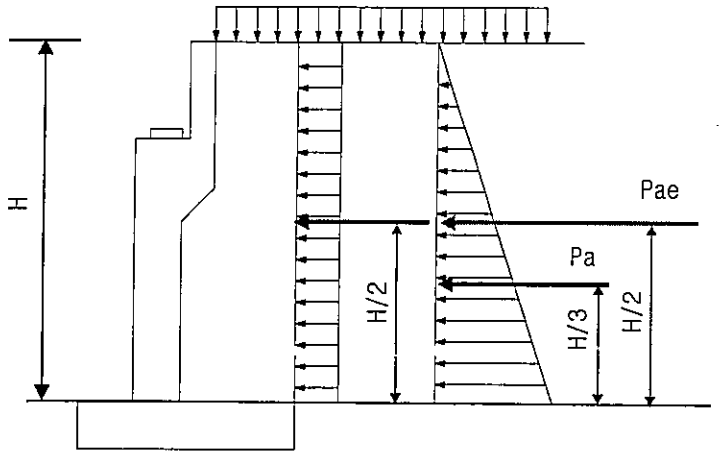
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 21.884 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 53.463 kN.m

y = Mo / Ho = 53.463 / 21.884 = 2.443



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.441 m)	211.323	506.530	
지진시(H = 6.441 m)	232.713	820.410	
설계단면력	232.713	820.410	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	444.708	-	2.595	2.545	1153.808	-
2. 교대구체(지진시)	444.708	34.243	2.595	2.545	1153.808	87.140
3. 뒷채움재(평상시)	223.787	-	4.479	4.481	1002.241	-
4. 뒷채움재(지진시)	223.787	17.232	4.479	4.481	1002.241	77.215
5. 배면토압(평상시)	-	158.214	-	2.547	-	402.960
6. 배면토압(지진시)	-	183.318	-	3.820	-	700.347
7. 토압의 연직분력	22.733	-	4.783	-	108.740	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	20.707	4.350	3.820	87.000	79.109
9. 상부 고정하중반력	356.037	-	2.054	-	731.300	-
10. 상부 활하중반력	118.172	-	2.054	-	242.725	-
11. 교량받침마찰력	-	8.504	-	5.513	-	46.879
12. 상부관성력	-	80.570	-	5.513	-	444.146

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	950.690	304.166	3174.772	819.517
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	907.690	268.964	2987.722	685.032
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	668.495	234.793	2156.049	864.702
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1667.608	315.221	4647.320	880.460
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1370.538	280.019	3938.412	745.975
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1024.532	315.363	2887.349	1300.340

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.433) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

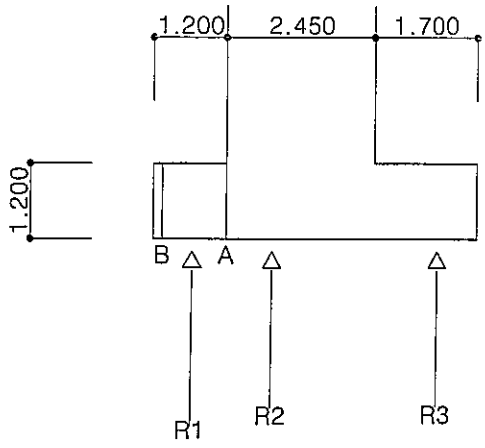
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	13561.587	4338.924	-0.044	-596.710
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	12948.192	3836.769	-0.104	-1346.612
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	9536.081	3349.322	0.502	4787.113
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	23788.421	4496.626	0.174	4139.185
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	19550.720	3994.471	0.104	2033.275
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14614.949	4498.653	0.893	13051.149

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(14.265 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 14.265 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 14.265 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 14.265 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	672.960	594.310	584.840
COMB 2	615.260	560.040	584.120
COMB 3	586.960	448.730	238.730
COMB 4	1217.170	1052.430	854.040
COMB 5	975.920	858.330	747.250
COMB 6	1019.930	720.340	176.550

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN
Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00
Ma = R1 x 0.550

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	207.575	5.850	179.495
COMB 2	0.000	189.777	5.850	161.697
COMB 3	0.000	181.048	4.500	159.448
COMB 4	0.000	375.437	5.850	347.357
COMB 5	0.000	301.023	5.850	272.943
COMB 6	0.000	314.598	4.500	292.998

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

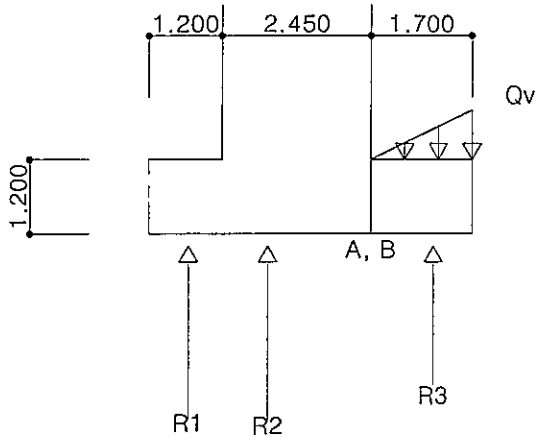
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 14.265 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 14.265 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 14.265 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	549.510	560.850	427.930
COMB 2	504.410	529.990	443.220
COMB 3	522.120	431.160	156.320
COMB 4	1099.080	1020.430	703.950
COMB 5	867.610	828.980	609.590
COMB 6	949.160	701.160	86.600

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.700 x 25.000 = 51.000 kN

Ma = 1.200 x 1.700 x 25.000 x 1.700 / 2 = 43.350 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 223.787 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 223.787 kN

Ma = 223.787 x (4.479 - 3.650) = 185.419 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.700 = 17.000 kN

Ma = 10.000 x 1.700 x 1.700 / 2 = 14.450 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.441^2 x sin11.667

= 22.733 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 22.733 / 1.700

= 26.745 kN

Vb = 26.745 x 1.700 / 2 = 22.733 kN

Ma = 26.745 x 1.700 x 1.700 / 3 = 25.765 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 1.050

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	239.992	251.991	192.428	120.275
COMB 2	248.566	260.995	147.303	80.204
COMB 3	87.667	92.051	187.119	136.718
COMB 4	394.789	414.528	37.631	-42.262
COMB 5	341.870	358.964	54.000	-17.764
COMB 6	48.567	50.995	226.220	177.773

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	347.4	5.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1309.324 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.751]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1309.324 mm²

ρmin = Max(1309.324, 1800.000) / bd = 0.00171

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00218

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1050.00 - a/2) = 603.833 kN.m

≥ Mu (= 347.357 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.738]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1050.00 = 685.857 kN

≥ Vu (= 5.850 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 ~ CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	177.8	226.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 636.481 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.601]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 636.481 mm²

ρmin = Max(636.481, 1800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00208

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100.00 - a/2) = 633.056 kN.m

≥ Mu (= 177.773 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.561]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 718.517 kN

≥ Vu (= 226.220 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 150 = 2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 2648.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=6.441

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2450.0	2350.0	100.0	820.4	232.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2350.00 - 39.654) / 39.654 = 0.17479

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1374.977 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.667]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00098

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (2350.00 - a/2) = 1363.631 kN.m

≥ Mu (= 820.410 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.662]

* 전단에 대한 검토 (d = 2350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2350.00 = 1535.014 kN

≥ Vu (= 232.713 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2450.0 x 1000.0 = 3675.000 ㎟ < 3820.000 ㎟

(3820.000 / 1.000) = 3820.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 150 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	128.5	75.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 705.169 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.253]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 128.537 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.233]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 75.611 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 150

D19 - CTC 150 = 3820.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 3820.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 150 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.528 - 0.36) = 62.368 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.528^2 x cos11.667 = 15.712 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.528 x 15.712 = 13.241 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.712 = 44.477 kN

Ms = 62.368 + 13.241 = 75.610 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.441 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	21.884	2.443	-	1.000	21.884	53.463
2. 배면토압(평상시)	101.973	2.147	1.000	-	101.973	218.929
3. 배면토압(지진시)	130.259	3.220	-	1.000	130.259	419.485
4. 뒷채움 상재하중	15.832	3.220	1.000	-	15.832	50.985
5. 교량받침마찰력	8.504	4.313	1.000	-	8.504	36.674
6. 상부관성력	80.570	4.313	-	1.000	80.570	347.462

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 21.884 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 53.463 kN.m

y = Mo / Ho = 53.463 / 21.884 = 2.443

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	126.309	306.588	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	711.228	178.921	2351.789	482.069
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	691.228	158.214	2264.789	402.960
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	668.495	234.793	2156.049	864.701
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1185.437	187.425	3325.814	528.947
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1047.265	166.718	2996.089	449.838
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1024.532	315.363	2887.349	1308.847

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.433) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

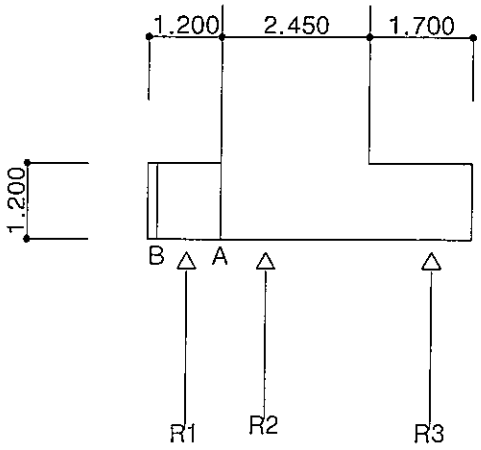
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	10145.667	2552.308	-0.196	-1988.551
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	9860.367	2256.923	-0.260	-2563.696
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	9536.081	3349.322	0.502	4787.113
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	16910.259	2673.618	0.074	1251.359
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+	14039.235	2279.232	0.002	29.878
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	14614.949	4498.653	0.893	13051.149

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(14.265 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 14.265 (kN/m)
R2 = Ru2 x 8본 / 14.265 (kN/m)
R3 = Ru3 x 8본 / 14.265 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	451.890	420.790	449.570
COMB 2	417.660	402.840	457.050
COMB 3	586.960	448.730	238.730
COMB 4	814.550	724.550	624.590
COMB 5	694.880	632.240	582.810
COMB 6	1019.930	720.340	176.550

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

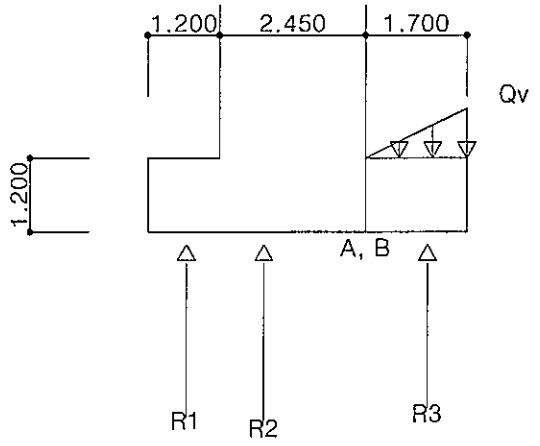
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	139.386	4.500	117.786
COMB 2	0.000	128.828	4.500	107.228
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	251.249	4.500	229.649
COMB 5	0.000	214.336	4.500	192.736
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 8본 / 14.265 (kN/m)

R2 = Ru2 x 8본 / 14.265 (kN/m)

R3 = Ru3 x 8본 / 14.265 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	377.480	400.620	354.990
COMB 2	350.360	384.600	371.510
COMB 3	522.120	431.160	156.320
COMB 4	743.400	705.260	534.150
COMB 5	629.530	614.530	499.740
COMB 6	949.160	701.160	86.600

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 1.050

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	199.085	209.040	115.435	59.944
COMB 2	203.350	218.768	89.170	35.766
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	299.562	314.540	14.958	-45.557
COMB 5	280.264	294.277	17.256	-39.744
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 229.649 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 100.808 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x2292.000)]
= 168.211 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 19/2 = 140.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 100.81) - 2.5 x 140.50 = 429.94 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 100.81) = 624.95 mm
Sa는 작은 값인 429.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 429.94 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 59.944 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 25.087 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2292.000)]
= 172.514 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 25.09) - 2.5 x 90.50 = 2912.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 25.09) = 2511.23 mm
Sa는 작은 값인 2511.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2511.23 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.441

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 306.588 x 1000000 / [2292.000 x (2350.000 - 259.027/3)]
= 59.092 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2350.0/(7x2292.000)]
= 259.027 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.09) - 2.5 x 90.50 = 1106.41 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.09) = 1066.13 ㎜

Sa는 작은 값인 1066.13 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1066.13 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 75.610 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 69.844 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]
= 115.917 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.84) - 2.5 x 72.00 = 947.51 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.84) = 902.01 ㎜

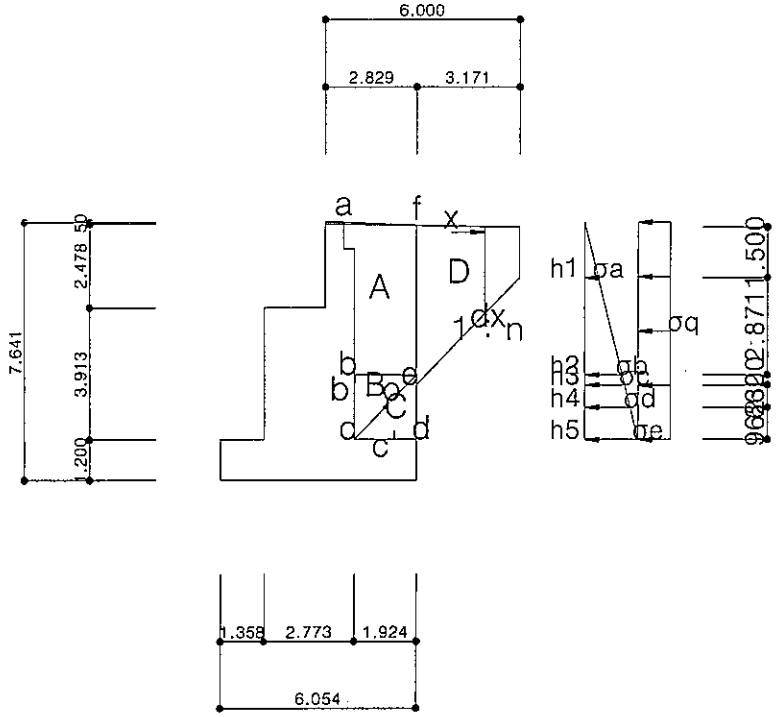
Sa는 작은 값인 902.01 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 902.01 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

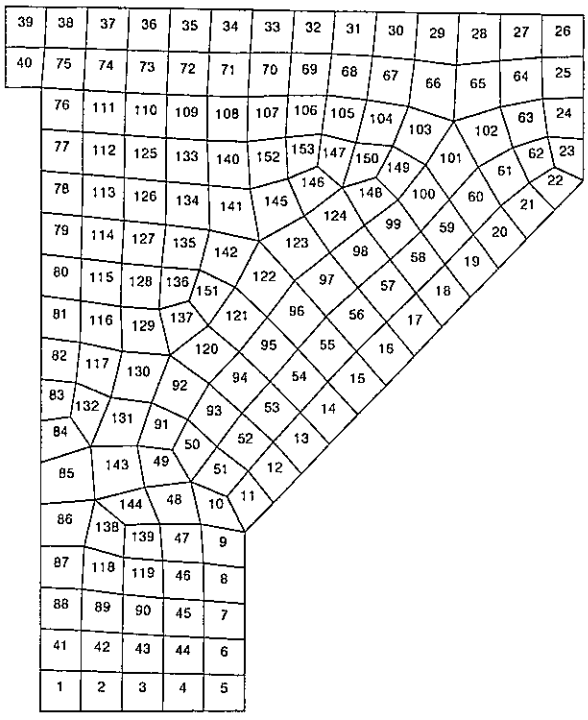


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ ·· ; sin(35.0°) - 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	103.239	246.354	110.932	182.182
전단력(kN)	67.257	139.295	117.543	130.886

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	60.729	144.914	65.254	107.166
전단력(kN)	39.563	81.938	69.143	76.992

(2) 철근량 검토

① D(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	103.2	67.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 757.551 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.097]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 103.239 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.073]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 67.257 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	246.4	139.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1834.912 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.688]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00573

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 408.448 kN.m

≥ Mu (= 246.354 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.658]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 139.295 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	110.9	117.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 27.488) / 27.488 = 0.05594

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 814.643 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.950]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00294

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (540.00 - a/2) = 214.045 kN.m

≥ Mu (= 110.932 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.930]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 117.543 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=620 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	620.0	540.0	80.0	182.2	130.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (540.00 - 39.654) / 39.654 = 0.03785

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1347.774 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.701]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00424

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (540.00 - a/2) = 305.759 kN.m

≥ Mu (= 182.182 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.678]

* 전단에 대한 검토 (d = 540.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 540.00 = 352.727 kN

≥ Vu (= 130.886 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.729 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]
= 75.392 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]
= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.39) - 2.5 x 72.00 = 864.54 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 75.39) = 835.63 mm
Sa는 작은 값인 835.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 835.63 mm) ∴ O.K

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 144.914 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 94.399 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x3096.800)]
= 132.860 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.40) - 2.5 x 69.00 = 661.72 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 94.40) = 667.38 mm
Sa는 작은 값인 661.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 661.72 mm) ∴ O.K

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 65.254 x 1000000 / [1588.800 x (540.000 - 99.037/3)]
= 81.011 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x1588.800)]
= 99.037 mm

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 81.01) - 2.5 x 72.00 = 792.10 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 81.01) = 777.68 ㎜

Sa는 작은 값인 777.68 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 777.68 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=620 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 107.166 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 93.300 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x2292.000)]
= 116.564 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.30) - 2.5 x 70.50 = 667.81 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.30) = 675.24 ㎜

Sa는 작은 값인 667.81 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 667.81 ㎜) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 13.360 = 9.352 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m : 접속판의 자중

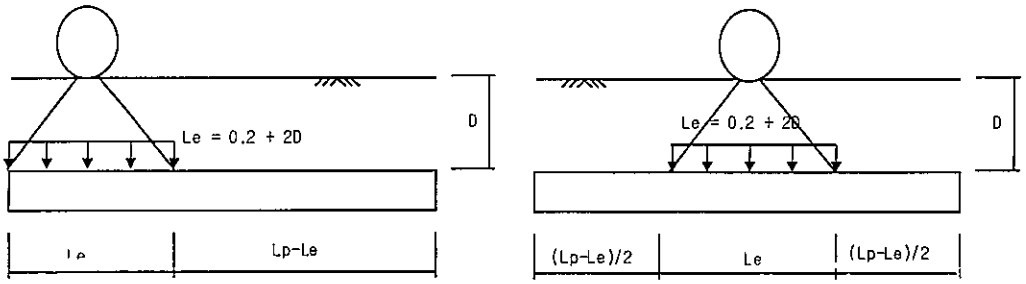
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 9.352 / 2 - 12.500 x 0. = 53.451 kN/m

Md = 12.500 x 9.352² / 8 = 136.662 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 9.352 x 0.400) / (2 x 9.352)

= 78.752 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 9.352/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 192.446 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 53.451 + 2.15 x 78.752

= 238.803 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 136.662 + 2.15 x 192.446

= 591.420 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	591.4	238.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4864.140 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.057]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 591.420 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.049]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 238.803 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(9.352) = 17.99% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4864.1 ㎟

필요 철근량 : 4864.1 x 0.180 = 874.8 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 329.108 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 180.806 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]

= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

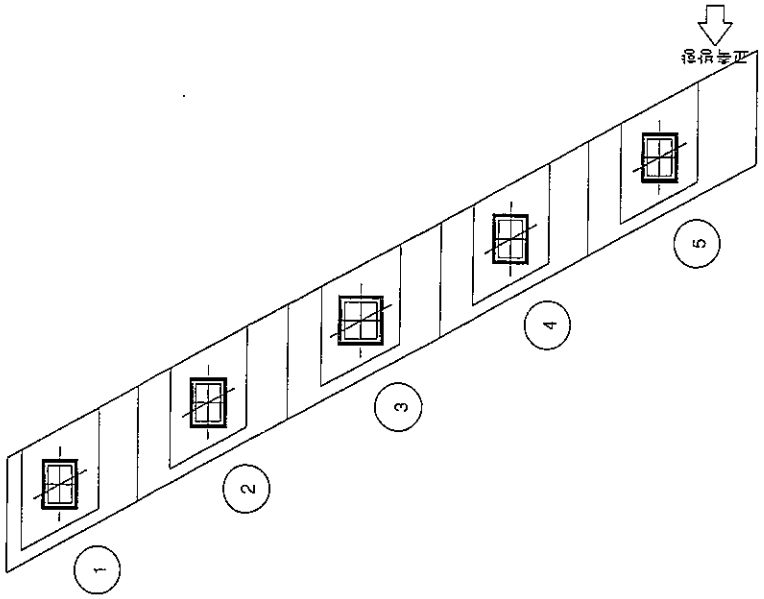
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 180.81) - 2.5 x 85.50 = 221.80 mm

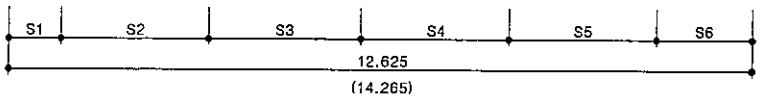
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 180.81) = 348.44 mm

Sa는 작은 값인 221.80 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 221.80 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토





1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.493 - 402.465 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	402.465	610.000	410.000	488.775	O.K
2	402.465	610.000	410.000	488.724	O.K
3	402.465	600.000	550.000	460.581	O.K
4	402.465	610.000	410.000	488.624	O.K
5	402.465	610.000	410.000	488.574	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 117.9° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 27.92°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 80.890 + 6.66 \times 8.581) \times (1 + 0.000125 \times 27.92^2)$

$\fallingdotseq$ 430.442 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1867 - 80 - 50 = 1737 mm $\geq$ 430 mm $\therefore$ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1439.194	O.K	258.822	247.187	O.K
SHOE 2	1750.000	1355.981	O.K	258.822	247.650	O.K
SHOE 3	1750.000	1315.914	O.K	258.822	248.112	O.K
SHOE 4	1750.000	1334.050	O.K	258.822	248.625	O.K
SHOE 5	1750.000	1319.376	O.K	258.822	249.288	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1439.194	185.855	168.694	1264.000	1503.300	
2	1355.981	186.203	168.459	1264.000	1789.900	
3	1315.914	186.551	179.299	1404.000	1784.900	
4	1334.050	186.936	167.660	1264.000	1789.900	
5	1319.376	187.434	166.692	1264.000	1977.650	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2781.029	4369.200	O.K	2972.822	4766.400	O.K
2	2694.190	4369.200	O.K	2831.032	4766.400	O.K
3	2666.420	4369.200	O.K	2910.529	4766.400	O.K
4	2675.580	4369.200	O.K	2896.465	4766.400	O.K
5	2663.179	4369.200	O.K	2870.446	4766.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1239.035	9135.600	O.K	1124.624	9135.600	O.K
2	1241.353	9135.600	O.K	1123.058	9135.600	O.K
3	1243.672	9135.600	O.K	1195.329	9135.600	O.K
4	1246.241	9135.600	O.K	1117.732	9135.600	O.K
5	1249.561	9135.600	O.K	1111.278	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1319.376 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 40.5

= 0.010123 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2396.500 x 0.010123

= 24.260 kN/m

Hx1 = 24.260 / 1.15 = 21.096 kN

Hx2 = 249.287 / 1.33 = 187.434 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 187.434 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 221.700 / 1.33 = 166.692 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 166.692 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 854.000 mm b2y = 1637.300 mm

bcx = 2 x b2x = 1708.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 3274.600 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 610.000/1708.000) x 1319.376 x 10^3 /150.000

= 1413.617 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1319.376 x 10^3 /150.000

= 1759.168 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 187.434 x 10^3 / 150.000

= 1249.561 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 166.692 x 10^3 / 150.000

= 1111.278 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1637.300 = 2247.300 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 854.000 mm가 Bxo/2 = 1123.650 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 854.000 + (610.000+1637.300)/2 = 1977.650 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 410.000 + 854.000 = 1264.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1759.168 + 1111.278 = 2870.446 mm^2

Bxo = 1977.650 mm 범위내에서 D16 - 24 EA

As = 198.600 x 24 = 4766.400 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1413.617 + 1249.561 = 2663.179 mm^2

Byo = 1264.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 166.692 x 10^3 / 150.000 = 1111.278 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 187.434 x 10^3 / 150.000 = 1249.561 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	10.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504⁴ - 0.484⁴) = 0.0004736 m⁴

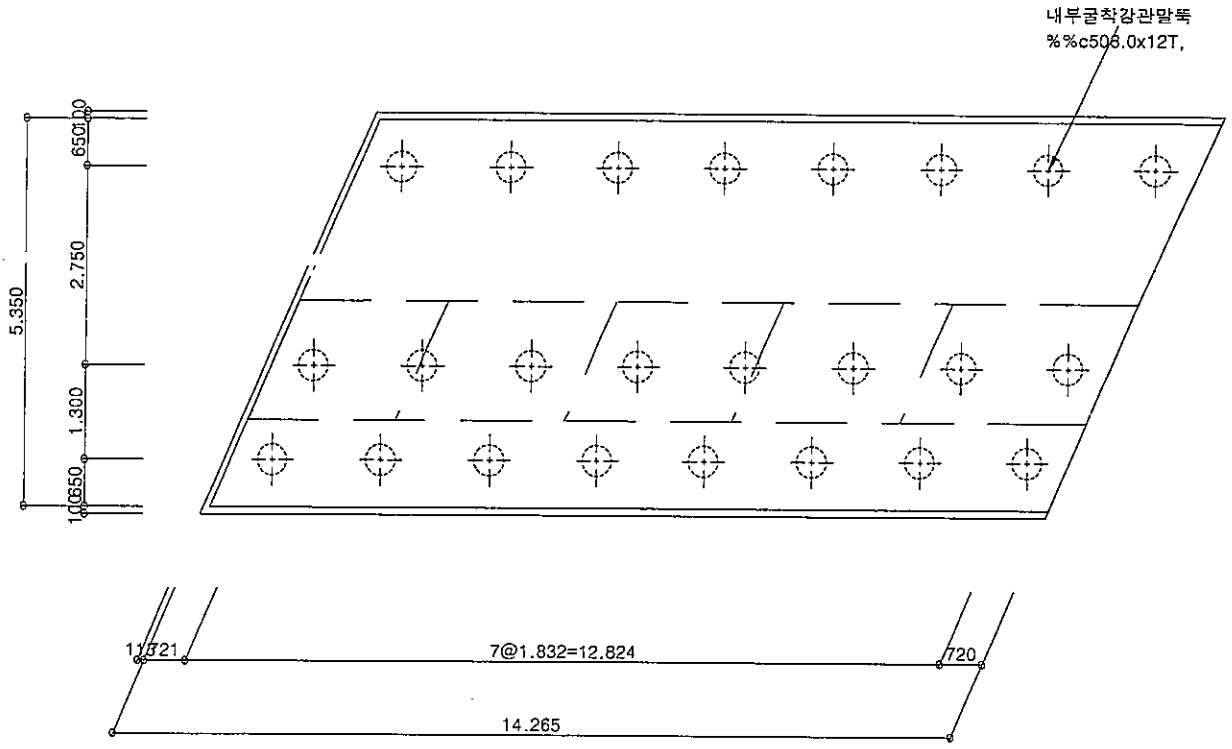
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	9821.381	2552.308	-1217.851	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	9536.081	2256.923	-1802.319	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	9536.081	3349.322	4787.113	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	16585.973	2673.618	2006.903	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	14614.949	2378.232	789.207	하중+토압+온도하중(1+3+5+8
	COMBO 6	14614.949	4498.653	13051.149	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	13561.587	4338.924	-596.710	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	12948.192	3836.769	-1346.612	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	9536.081	3349.322	4787.113	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	23788.421	4496.626	4139.185	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	19550.720	3994.471	2033.275	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	14614.949	4498.653	13051.149	+토압+지진하중+온도하중(2+4

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504^2 - 0.484^2) = 0.0155 m^2 ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.576

Kv = a x Ap x Ep / L = 168201.932 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 kN/m^2

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m^3)
0.504	2.032	45177.98
2.032	2.316	26782.43
2.316	2.345	25501.25
2.345	2.347	25384.33
2.347	2.348	25373.39
2.348	2.348	25372.37
2.348	2.348	25372.27

Kh = 25372.26 kN/m^3

β = 0.426 m-1

βL = 0.426 x 10.9000 = 4.643 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m^3)
0.504	1.709	90355.95
1.709	1.916	57161.22
1.916	1.937	54759.42
1.937	1.939	54539.49
1.939	1.939	54518.91
1.939	1.939	54516.99
1.939	1.939	54516.81

Kh = 54516.79 kN/m^3

β = 0.516 m-1

βL = 0.516 x 10.9000 = 5.622 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	30019.293	53275.647	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	35235.558	51649.564	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	35235.558	51649.564	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	82716.439	100146.226	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	720463.0	1278615.5
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-845653.4	-1239589.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4036846.4	4036846.4
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i+K_1\sin^2\theta_i\right)x_i+K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i+K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2+\left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i+K_4\right\}$	13492449.4	13910764.3
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1}\times\begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0037095	0.0024329	0.0001422	COMBO 1	0.0064446	0.0033595	0.0003597
COMBO 2	0.0032121	0.0023623	0.0000677	COMBO 2	0.0056219	0.0032075	0.0002526
COMBO 3	0.0032324	0.0023623	0.0006322	COMBO 3	0.0032324	0.0023623	0.0006322
COMBO 4	0.0041941	0.0041086	0.0004116	COMBO 4	0.0071256	0.0058928	0.0007534
COMBO 5	0.0036372	0.0036204	0.0002865	COMBO 5	0.0061755	0.0048431	0.0005378
COMBO 6	0.0048467	0.0036204	0.0013701	COMBO 6	0.0048467	0.0036204	0.0013701

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.847 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0037095	0.0026866	0.0001422	451.890	106.346	-118.943
	2	0.0037095	0.0025017	0.0001422	420.788	106.346	-118.943
	3	0.0037095	0.0021105	0.0001422	354.995	106.346	-118.943
COMBO 2	1	0.0032121	0.0024831	0.0000677	417.657	94.038	-107.577
	2	0.0032121	0.0023950	0.0000677	402.844	94.038	-107.577
	3	0.0032121	0.0022087	0.0000677	371.509	94.038	-107.577
COMBO 3	1	0.0032324	0.0034896	0.0006322	586.961	139.555	-103.641
	2	0.0032324	0.0026678	0.0006322	448.730	139.555	-103.641
	3	0.0032324	0.0009293	0.0006322	156.318	139.555	-103.641
COMBO 4	1	0.0041941	0.0048427	0.0004116	814.550	111.401	-113.735
	2	0.0041941	0.0043076	0.0004116	724.545	111.401	-113.735
	3	0.0041941	0.0031757	0.0004116	534.152	111.401	-113.735
COMBO 5	1	0.0036372	0.0041312	0.0002865	694.882	99.093	-104.464
	2	0.0036372	0.0037588	0.0002865	632.245	99.093	-104.464
	3	0.0036372	0.0029711	0.0002865	499.742	99.093	-104.464
COMBO 6	1	0.0048467	0.0060637	0.0013701	1019.929	187.444	-113.118
	2	0.0048467	0.0042826	0.0013701	720.341	187.444	-113.118
	3	0.0048467	0.0005148	0.0013701	86.599	187.444	-113.118

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0064446	0.0040009	0.0003597	672.961	180.788	-197.327
	2	0.0064446	0.0035333	0.0003597	594.309	180.788	-197.327
	3	0.0064446	0.0025441	0.0003597	427.929	180.788	-197.327
COMBO 2	1	0.0056219	0.0036579	0.0002526	615.263	159.865	-177.199
	2	0.0056219	0.0033296	0.0002526	560.040	159.865	-177.199
	3	0.0056219	0.0026351	0.0002526	443.221	159.865	-177.199
COMBO 3	1	0.0032324	0.0034896	0.0006322	586.961	139.555	-103.641
	2	0.0032324	0.0026678	0.0006322	448.730	139.555	-103.641
	3	0.0032324	0.0009293	0.0006322	156.318	139.555	-103.641
COMBO 4	1	0.0071256	0.0072364	0.0007534	1217.169	187.359	-188.757
	2	0.0071256	0.0062570	0.0007534	1052.432	187.359	-188.757
	3	0.0071256	0.0041852	0.0007534	703.952	187.359	-188.757
COMBO 5	1	0.0061755	0.0058021	0.0005378	975.918	166.436	-173.116
	2	0.0061755	0.0051030	0.0005378	858.331	166.436	-173.116
	3	0.0061755	0.0036242	0.0005378	609.591	166.436	-173.116
COMBO 6	1	0.0048467	0.0060637	0.0013701	1019.929	187.444	-113.118
	2	0.0048467	0.0042826	0.0013701	720.341	187.444	-113.118
	3	0.0048467	0.0005148	0.0013701	86.599	187.444	-113.118

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.783	0	451.890	106.346	-118.943	8
	2	0.483	0	420.788	106.346	-118.943	8
	3	-2.267	0	354.995	106.346	-118.943	8
	계			9821.381	2552.308	-1217.851	24
COMBO 2	1	1.783	0	417.657	94.038	-107.577	8
	2	0.483	0	402.844	94.038	-107.577	8
	3	-2.267	0	371.509	94.038	-107.577	8
	계			9536.081	2256.923	-1802.319	24
COMBO 3	1	1.783	0	586.961	139.555	-103.641	8
	2	0.483	0	448.730	139.555	-103.641	8
	3	-2.267	0	156.318	139.555	-103.641	8
	계			9536.081	3349.322	4787.113	24
COMBO 4	1	1.783	0	814.550	111.401	-113.735	8
	2	0.483	0	724.545	111.401	-113.735	8
	3	-2.267	0	534.152	111.401	-113.735	8
	계			16585.973	2673.618	2006.900	24
COMBO 5	1	1.783	0	694.882	99.093	-104.464	8
	2	0.483	0	632.245	99.093	-104.464	8
	3	-2.267	0	499.742	99.093	-104.464	8
	계			14614.949	2378.232	789.207	24
COMBO 6	1	1.783	0	1019.929	187.444	-113.118	8
	2	0.483	0	720.341	187.444	-113.118	8
	3	-2.267	0	86.599	187.444	-113.118	8
	계			14614.949	4498.653	13051.149	24

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.783	0	672.961	180.788	-197.327	8
	2	0.483	0	594.309	180.788	-197.327	8
	3	-2.267	0	427.929	180.788	-197.327	8
	계			13561.587	4338.924	-596.710	24
COMBO 2	1	1.783	0	615.263	159.865	-177.199	8
	2	0.483	0	560.040	159.865	-177.199	8
	3	-2.267	0	443.221	159.865	-177.199	8
	계			12948.192	3836.769	-1346.612	24
COMBO 3	1	1.783	0	586.961	139.555	-103.641	8
	2	0.483	0	448.730	139.555	-103.641	8
	3	-2.267	0	156.318	139.555	-103.641	8
	계			9536.081	3349.322	4787.113	24
COMBO 4	1	1.783	0	1217.169	187.359	-188.757	8
	2	0.483	0	1052.432	187.359	-188.757	8
	3	-2.267	0	703.952	187.359	-188.757	8
	계			23788.421	4496.626	4139.185	24
COMBO 5	1	1.783	0	975.918	166.436	-173.116	8
	2	0.483	0	858.331	166.436	-173.116	8
	3	-2.267	0	609.591	166.436	-173.116	8
	계			19550.720	3994.471	2033.275	24
COMBO 6	1	1.783	0	1019.929	187.444	-113.118	8
	2	0.483	0	720.341	187.444	-113.118	8
	3	-2.267	0	86.599	187.444	-113.118	8
	계			14614.949	4498.653	13051.149	24

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

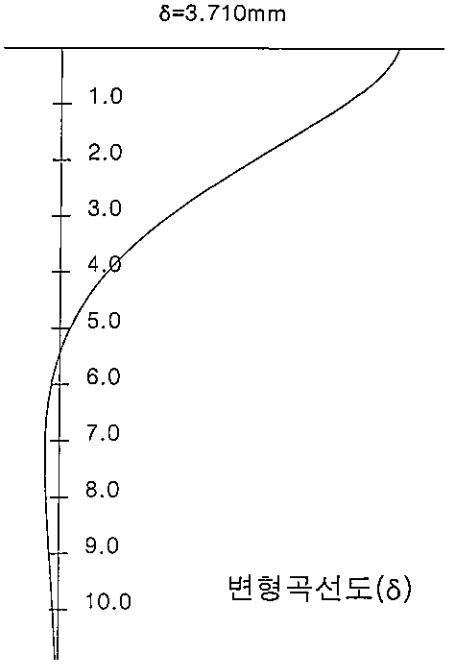
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

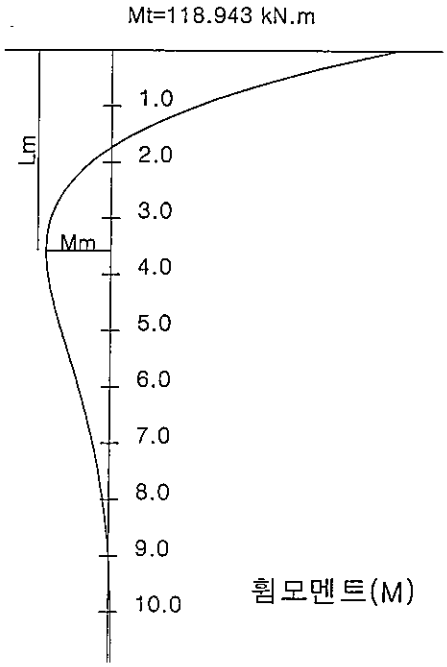
- 최대모멘트 및 깊이 : -27.230 kN.m, 3.577 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.710 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.710 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	118.943	-106.346	3.710	
0.727	53.913	-73.206	3.347	
1.453	11.317	-45.067	2.681	
2.180	-13.209	-23.579	1.946	
2.907	-24.558	-8.693	1.276	
3.633	-27.215	0.544	0.736	
4.360	-24.818	5.441	0.342	
5.087	-20.038	7.313	0.081	
5.813	-14.646	7.292	-0.070	
6.540	-9.684	6.256	-0.142	
7.267	-5.650	4.818	-0.161	
7.993	-2.683	3.366	-0.148	
8.720	-0.709	2.111	-0.121	
9.447	0.454	1.139	-0.089	
10.173	1.016	0.455	-0.059	
10.900	1.176	0.023	-0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

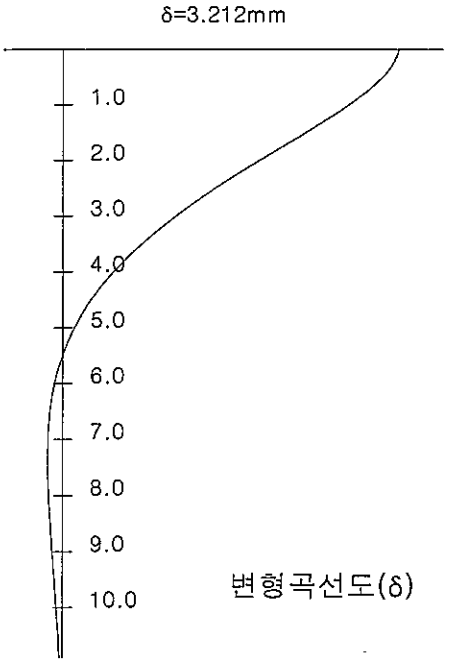
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

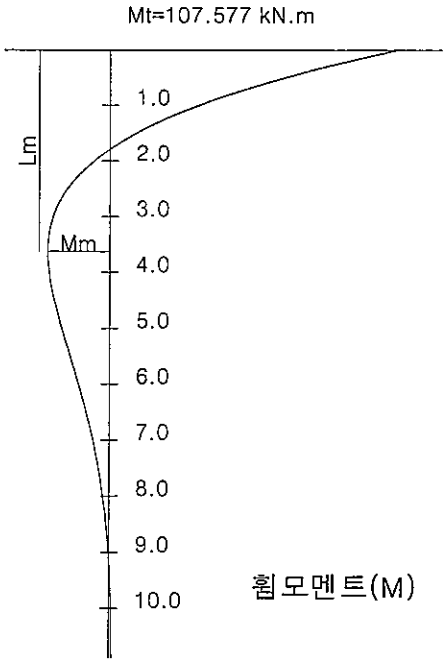
- 최대모멘트 및 깊이 : -23.543 kN.m, 3.628 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.212 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	107.577	-94.038	3.212	
0.727	49.887	-65.190	2.927	
1.453	11.810	-40.490	2.362	
2.180	-10.353	-21.497	1.726	
2.907	-20.831	-8.248	1.141	
3.633	-23.543	0.046	0.665	
4.360	-21.692	4.505	0.315	
5.087	-17.646	6.273	0.083	
5.813	-12.985	6.342	-0.054	
6.540	-8.650	5.488	-0.120	
7.267	-5.099	4.256	-0.139	
7.993	-2.471	2.994	-0.129	
8.720	-0.708	1.894	-0.106	
9.447	0.341	1.035	-0.079	
10.173	0.858	0.427	-0.053	
10.900	1.015	0.040	-0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉢ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

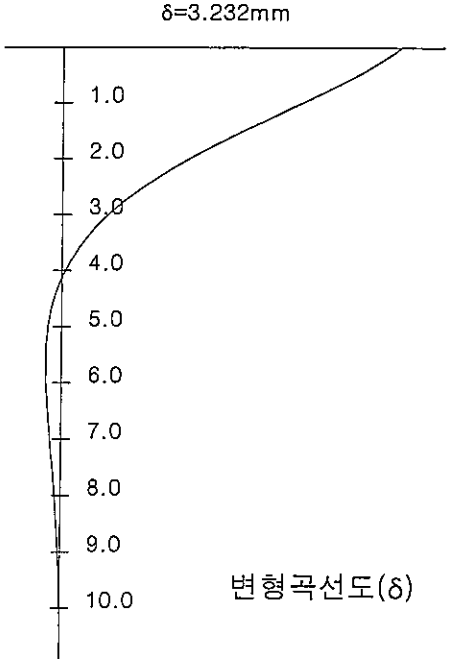
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

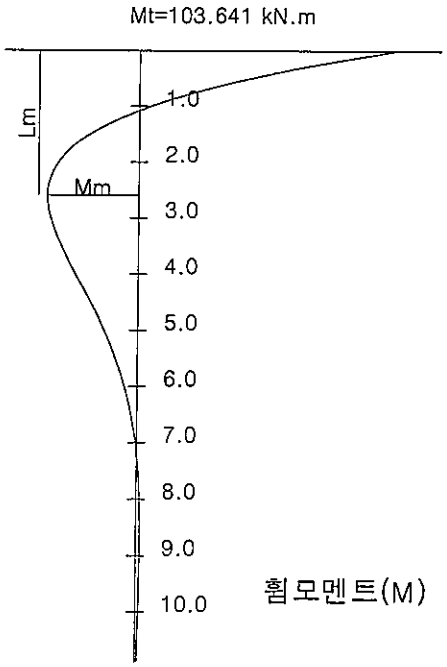
- 최대모멘트 및 깊이 : -36.348 kN.m, 2.600 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.232 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.232 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	103.641	-139.555	3.232	
0.727	24.290	-81.061	2.573	
1.453	-17.901	-37.763	1.764	
2.180	-34.382	-10.009	1.041	
2.907	-35.531	5.040	0.499	
3.633	-29.213	11.179	0.146	
4.360	-20.585	11.921	-0.049	
5.087	-12.532	9.970	-0.132	
5.813	-6.306	7.122	-0.145	
6.540	-2.146	4.401	-0.124	
7.267	0.234	2.265	-0.090	
7.993	1.314	0.818	-0.056	
8.720	1.570	-0.023	-0.030	
9.447	1.388	-0.417	-0.011	
10.173	1.034	-0.522	0.000	
10.900	0.667	-0.471	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7+8+9+10)

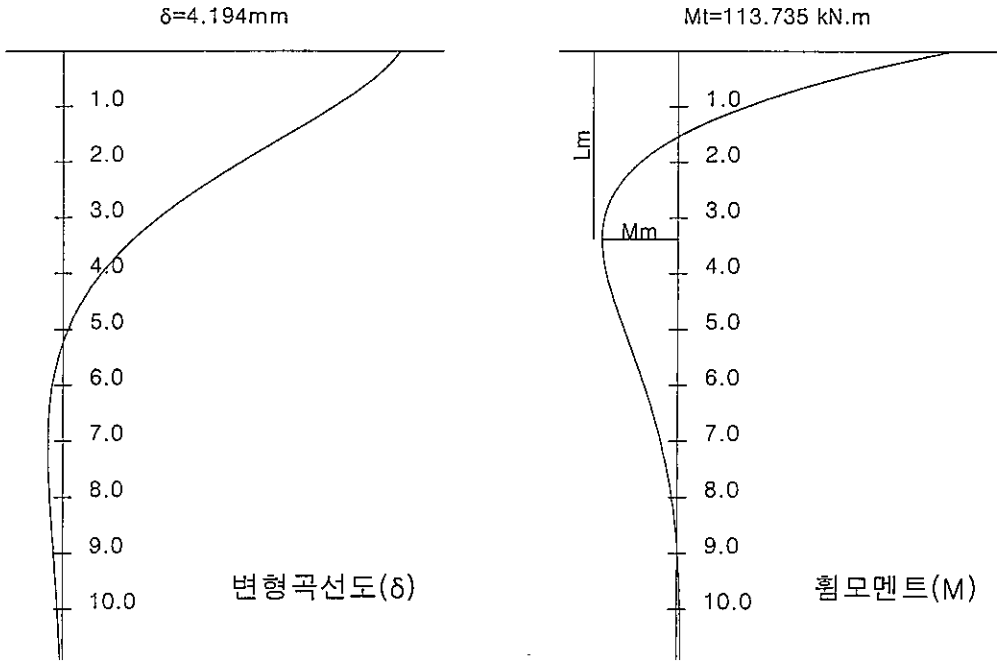
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.200 kN.m, 3.384 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.194 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.194 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	113.735	-111.401	4.194	
0.727	46.456	-74.617	3.653	
1.453	3.699	-44.318	2.848	
2.180	-19.844	-21.772	2.014	
2.907	-29.729	-6.571	1.282	
3.633	-30.871	2.538	0.707	
4.360	-27.145	7.085	0.298	
5.087	-21.321	8.538	0.036	
5.813	-15.188	8.119	-0.110	
6.540	-9.749	6.752	-0.173	
7.267	-5.450	5.066	-0.183	
7.993	-2.369	3.446	-0.162	
8.720	-0.377	2.089	-0.129	
9.447	0.749	1.065	-0.092	
10.173	1.250	0.364	-0.060	
10.900	1.344	-0.065	-0.034	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

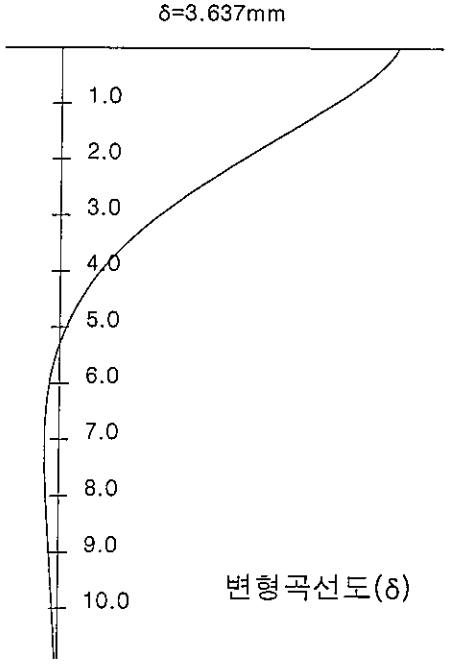
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

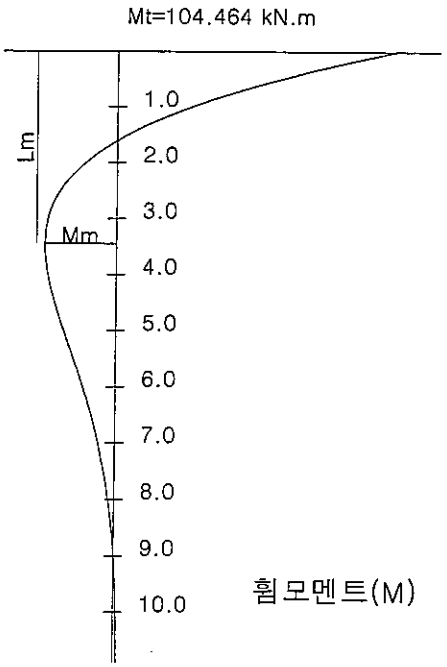
- 최대모멘트 및 깊이 : -26.901 kN.m, 3.449 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.637 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.637 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	104.464	-99.093	3.637	
0.727	44.363	-67.000	3.205	
1.453	5.765	-40.299	2.521	
2.180	-15.829	-20.255	1.799	
2.907	-25.230	-6.614	1.157	
3.633	-26.744	1.660	0.648	
4.360	-23.798	5.882	0.283	
5.087	-18.865	7.328	0.047	
5.813	-13.557	7.076	-0.087	
6.540	-8.792	5.946	-0.147	
7.267	-4.990	4.501	-0.158	
7.993	-2.241	3.090	-0.142	
8.720	-0.446	1.896	-0.114	
9.447	0.583	0.986	-0.082	
10.173	1.055	0.358	-0.054	
10.900	1.161	-0.031	-0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

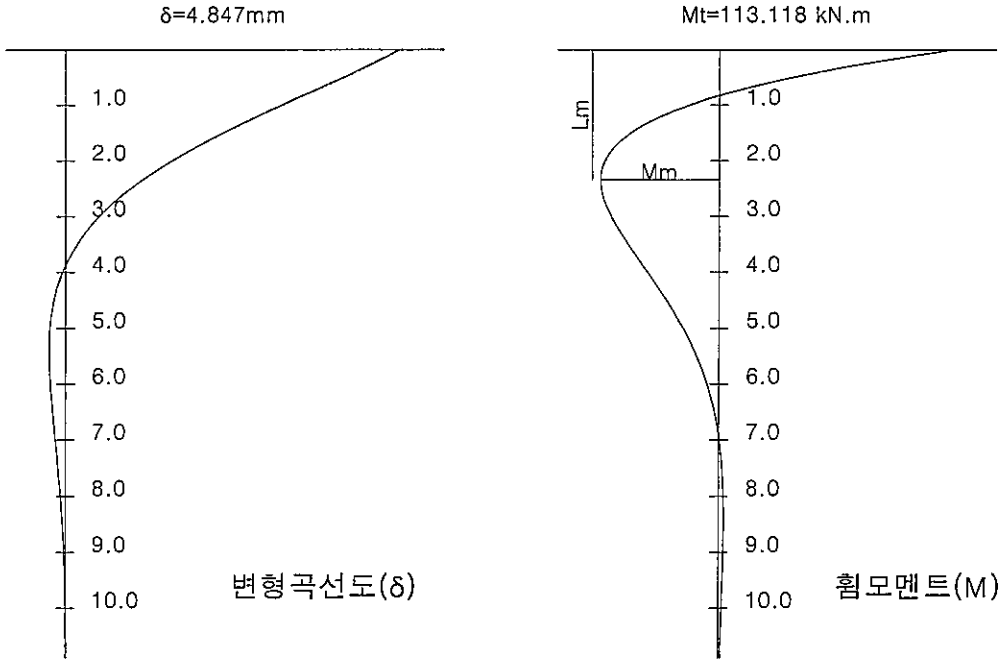
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -57.933 kN.m, 2.346 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.847 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.847 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	113.118	-187.444	4.847	
0.727	9.371	-102.106	3.652	
1.453	-41.468	-42.058	2.382	
2.180	-57.485	-5.558	1.322	
2.907	-53.953	12.764	0.565	
3.633	-41.864	18.958	0.099	
4.360	-28.067	18.224	-0.141	
5.087	-16.126	14.358	-0.227	
5.813	-7.369	9.758	-0.224	
6.540	-1.807	5.700	-0.179	
7.267	1.170	2.681	-0.123	
7.993	2.351	0.737	-0.073	
8.720	2.455	-0.324	-0.035	
9.447	2.030	-0.763	-0.011	
10.173	1.437	-0.823	0.003	
10.900	0.880	-0.693	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

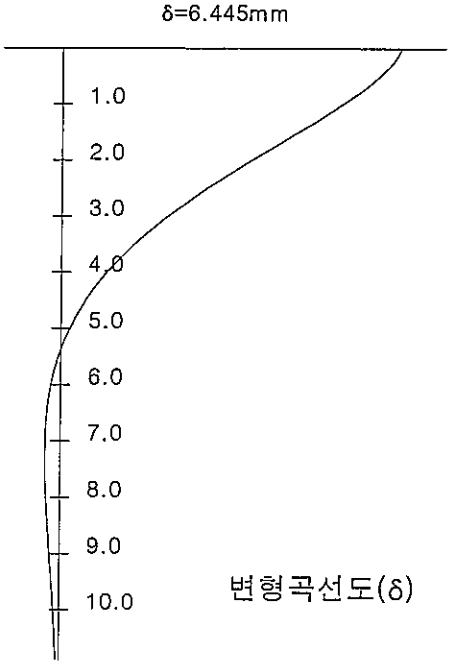
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

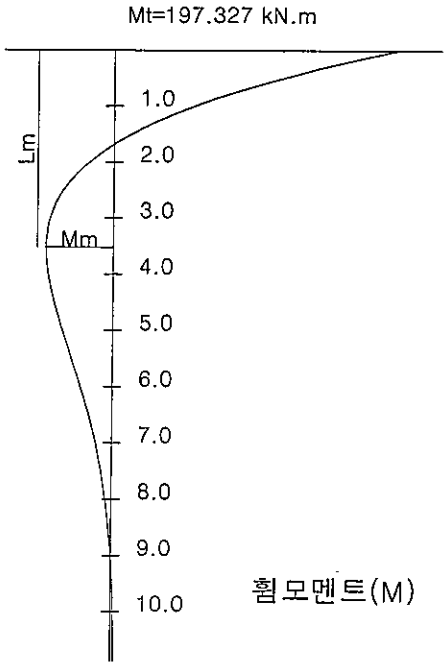
- 최대모멘트 및 깊이 : -47.427 kN.m, 3.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.445 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.445 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	197.327	-180.788	6.445	
0.727	87.154	-123.521	5.756	
1.453	15.577	-75.316	4.576	
2.180	-25.152	-38.770	3.297	
2.907	-43.546	-13.640	2.145	
3.633	-47.326	1.808	1.223	
4.360	-42.706	9.872	0.554	
5.087	-34.213	12.826	0.116	
5.813	-24.829	12.613	-0.136	
6.540	-16.285	10.724	-0.252	
7.267	-9.394	8.199	-0.280	
7.993	-4.363	5.687	-0.255	
8.720	-1.041	3.534	-0.206	
9.447	0.895	1.878	-0.151	
10.173	1.811	0.723	-0.100	
10.900	2.049	-0.001	-0.058	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

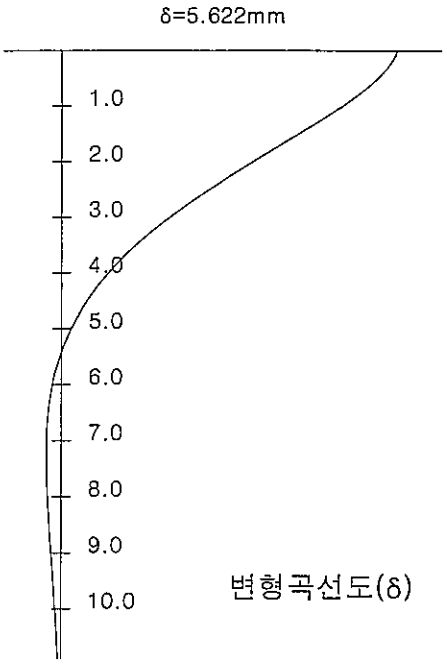
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

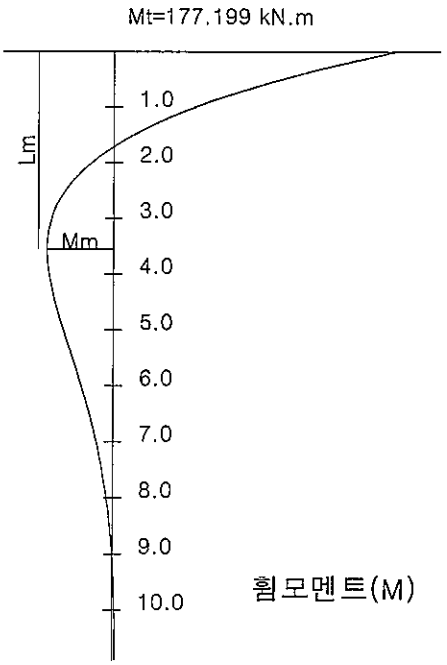
- 최대모멘트 및 깊이 : -41.302 kN.m, 3.557 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.622 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.622 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	177.199	-159.865	5.622	
0.727	79.567	-109.742	5.053	
1.453	15.809	-67.321	4.037	
2.180	-20.743	-35.014	2.921	
2.907	-37.507	-12.694	1.910	
3.633	-41.259	1.108	1.097	
4.360	-37.477	8.384	0.505	
5.087	-30.171	11.123	0.115	
5.813	-21.994	11.033	-0.111	
6.540	-14.499	9.433	-0.217	
7.267	-8.424	7.245	-0.244	
7.993	-3.969	5.049	-0.224	
8.720	-1.012	3.156	-0.182	
9.447	0.723	1.693	-0.133	
10.173	1.555	0.667	-0.089	
10.900	1.784	0.021	-0.052	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉢ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

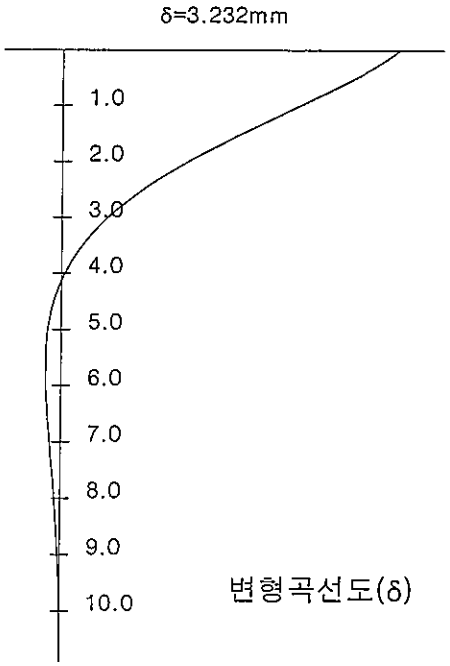
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

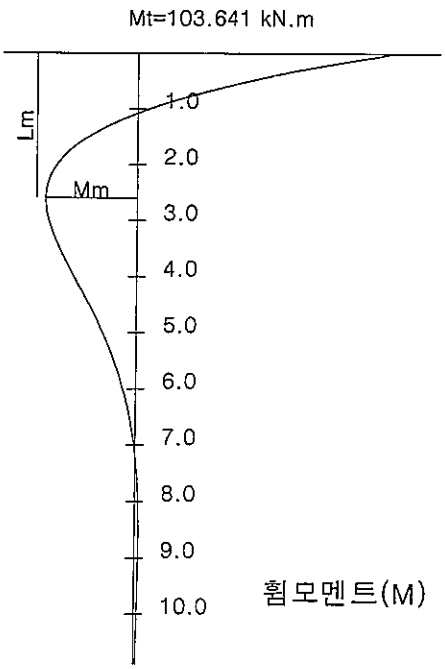
- 최대모멘트 및 깊이 : -36.348 kN.m, 2.600 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.232 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.232 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	103.641	-139.555	3.232	
0.727	24.290	-81.061	2.573	
1.453	-17.901	-37.763	1.764	
2.180	-34.382	-10.009	1.041	
2.907	-35.531	5.040	0.499	
3.633	-29.213	11.179	0.146	
4.360	-20.585	11.921	-0.049	
5.087	-12.532	9.970	-0.132	
5.813	-6.306	7.122	-0.145	
6.540	-2.146	4.401	-0.124	
7.267	0.234	2.265	-0.090	
7.993	1.314	0.818	-0.056	
8.720	1.570	-0.023	-0.030	
9.447	1.388	-0.417	-0.011	
10.173	1.034	-0.522	0.000	
10.900	0.667	-0.471	0.005	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

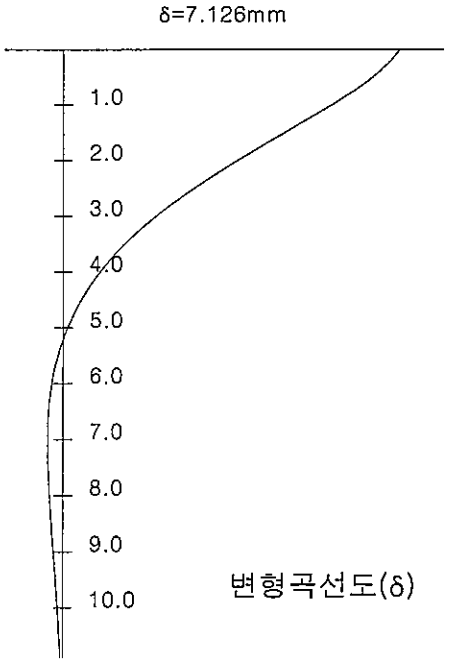
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

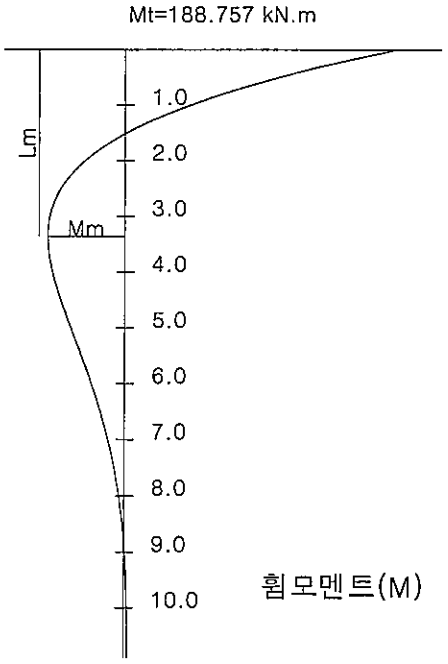
- 최대모멘트 및 깊이 : -53.151 kN.m, 3.357 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.126 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.126 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	188.757	-187.359	7.126	
0.727	75.801	-125.013	6.178	
1.453	4.322	-73.864	4.798	
2.180	-34.772	-35.936	3.381	
2.907	-50.932	-10.461	2.142	
3.633	-52.471	4.726	1.174	
4.360	-45.921	12.239	0.488	
5.087	-35.937	14.563	0.050	
5.813	-25.507	13.767	-0.193	
6.540	-16.305	11.402	-0.297	
7.267	-9.057	8.525	-0.311	
7.993	-3.881	5.777	-0.275	
8.720	-0.548	3.486	-0.217	
9.447	1.323	1.761	-0.155	
10.173	2.145	0.585	-0.100	
10.900	2.286	-0.130	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

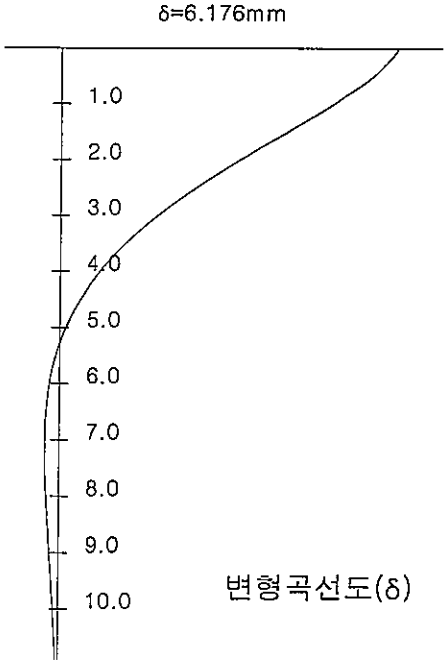
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

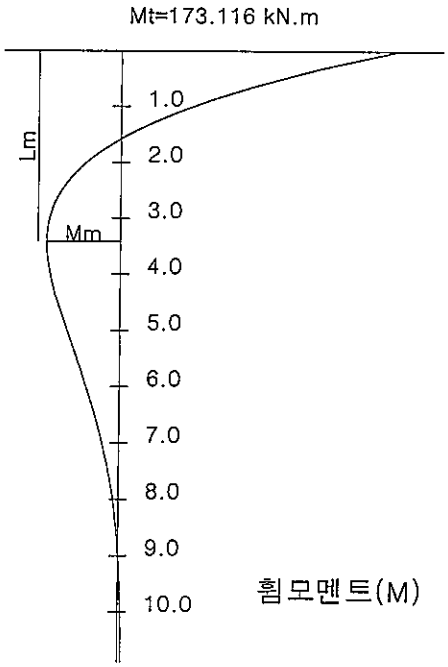
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.779 kN.m, 3.421 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.176 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.176 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	173.116	-166.436	6.176	
0.727	72.353	-112.088	5.414	
1.453	7.924	-67.063	4.243	
2.180	-27.881	-33.389	3.016	
2.907	-43.239	-10.563	1.931	
3.633	-45.428	3.213	1.075	
4.360	-40.218	10.179	0.463	
5.087	-31.758	12.498	0.069	
5.813	-22.736	11.989	-0.153	
6.540	-14.682	10.029	-0.252	
7.267	-8.280	7.564	-0.269	
7.993	-3.669	5.172	-0.240	
8.720	-0.670	3.158	-0.191	
9.447	1.039	1.629	-0.138	
10.173	1.813	0.576	-0.090	
10.900	1.975	-0.071	-0.051	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

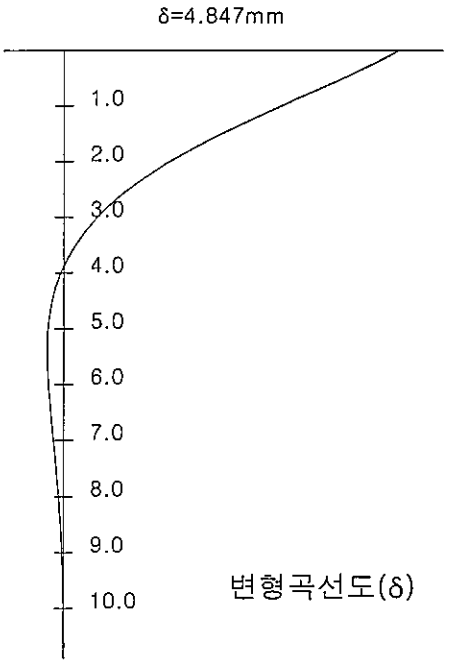
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

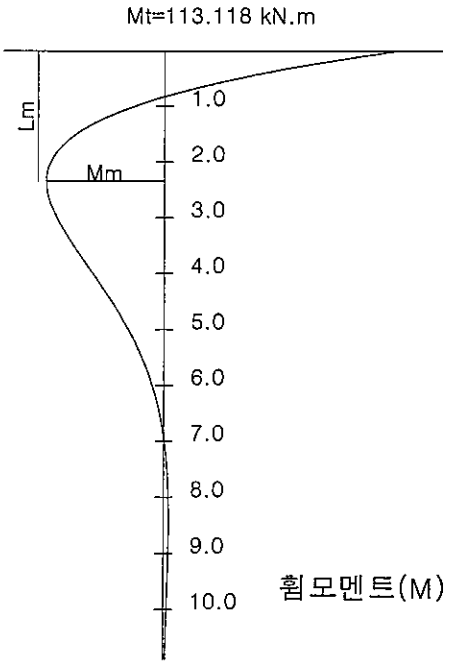
- 최대모멘트 및 깊이 : -57.933 kN.m, 2.346 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.847 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.847 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	113.118	-187.444	4.847	
0.727	9.371	-102.106	3.652	
1.453	-41.468	-42.058	2.382	
2.180	-57.485	-5.558	1.322	
2.907	-53.953	12.764	0.565	
3.633	-41.864	18.958	0.099	
4.360	-28.067	18.224	-0.141	
5.087	-16.126	14.358	-0.227	
5.813	-7.369	9.758	-0.224	
6.540	-1.807	5.700	-0.179	
7.267	1.170	2.681	-0.123	
7.993	2.351	0.737	-0.073	
8.720	2.455	-0.324	-0.035	
9.447	2.030	-0.763	-0.011	
10.173	1.437	-0.823	0.003	
10.900	0.880	-0.693	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	15009.646	26637.823	$2EI\ \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	360231.5	639307.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4036846.4	4036846.4
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	11507254.8	11507254.8
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0070852	0.0024329	-0.0001058	COMBO 1	0.0120448	0.0033595	-0.0000519
COMBO 2	0.0062652	0.0023623	-0.0001566	COMBO 2	0.0106508	0.0032075	-0.0001170
COMBO 3	0.0052390	0.0023623	0.0004160	COMBO 3	0.0052390	0.0023623	0.0004160
COMBO 4	0.0074219	0.0041086	0.0001744	COMBO 4	0.0124826	0.0058928	0.0003597
COMBO 5	0.0066020	0.0036204	0.0000686	COMBO 5	0.0110886	0.0048431	0.0001767
COMBO 6	0.0070368	0.0036204	0.0011342	COMBO 6	0.0070368	0.0036204	0.0011342

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.422 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0070852	0.0022442	-0.0001058	377.478	106.346	0.000
	2	0.0070852	0.0023818	-0.0001058	400.620	106.346	0.000
	3	0.0070852	0.0026728	-0.0001058	449.574	106.346	0.000
COMBO 2	1	0.0062652	0.0020829	-0.0001566	350.356	94.038	0.000
	2	0.0062652	0.0022866	-0.0001566	384.604	94.038	0.000
	3	0.0062652	0.0027173	-0.0001566	457.051	94.038	0.000
COMBO 3	1	0.0052390	0.0031041	0.0004160	522.123	139.555	0.000
	2	0.0052390	0.0025633	0.0004160	431.157	139.555	0.000
	3	0.0052390	0.0014193	0.0004160	238.730	139.555	0.000
COMBO 4	1	0.0074219	0.0044197	0.0001744	743.396	111.401	0.000
	2	0.0074219	0.0041929	0.0001744	705.261	111.401	0.000
	3	0.0074219	0.0037133	0.0001744	624.590	111.401	0.000
COMBO 5	1	0.0066020	0.0037427	0.0000686	629.529	99.093	0.000
	2	0.0066020	0.0036535	0.0000686	614.532	99.093	0.000
	3	0.0066020	0.0034649	0.0000686	582.808	99.093	0.000
COMBO 6	1	0.0070368	0.0056430	0.0011342	949.161	187.444	0.000
	2	0.0070368	0.0041686	0.0011342	701.161	187.444	0.000
	3	0.0070368	0.0010496	0.0011342	176.546	187.444	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0120448	0.0032670	-0.0000519	549.512	180.788	0.000
	2	0.0120448	0.0033344	-0.0000519	560.850	180.788	0.000
	3	0.0120448	0.0034770	-0.0000519	584.836	180.788	0.000
COMBO 2	1	0.0106508	0.0029988	-0.0001170	504.406	159.865	0.000
	2	0.0106508	0.0031509	-0.0001170	529.994	159.865	0.000
	3	0.0106508	0.0034728	-0.0001170	584.124	159.865	0.000
COMBO 3	1	0.0052390	0.0031041	0.0004160	522.123	139.555	0.000
	2	0.0052390	0.0025633	0.0004160	431.157	139.555	0.000
	3	0.0052390	0.0014193	0.0004160	238.730	139.555	0.000
COMBO 4	1	0.0124826	0.0065343	0.0003597	1099.081	187.359	0.000
	2	0.0124826	0.0060667	0.0003597	1020.427	187.359	0.000
	3	0.0124826	0.0050775	0.0003597	854.045	187.359	0.000
COMBO 5	1	0.0110886	0.0051582	0.0001767	867.615	166.436	0.000
	2	0.0110886	0.0049285	0.0001767	828.978	166.436	0.000
	3	0.0110886	0.0044426	0.0001767	747.247	166.436	0.000
COMBO 6	1	0.0070368	0.0056430	0.0011342	949.161	187.444	0.000
	2	0.0070368	0.0041686	0.0011342	701.161	187.444	0.000
	3	0.0070368	0.0010496	0.0011342	176.546	187.444	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.783	0	377.478	106.346	0.000	8
	2	0.483	0	400.620	106.346	0.000	8
	3	-2.267	0	449.574	106.346	0.000	8
	계			9821.381	2552.308	0.000	24
COMBO 2	1	1.783	0	350.356	94.038	0.000	8
	2	0.483	0	384.604	94.038	0.000	8
	3	-2.267	0	457.051	94.038	0.000	8
	계			9536.081	2256.923	0.000	24
COMBO 3	1	1.783	0	522.123	139.555	0.000	8
	2	0.483	0	431.157	139.555	0.000	8
	3	-2.267	0	238.730	139.555	0.000	8
	계			9536.081	3349.322	0.000	24
COMBO 4	1	1.783	0	743.396	111.401	0.000	8
	2	0.483	0	705.261	111.401	0.000	8
	3	-2.267	0	624.590	111.401	0.000	8
	계			16585.973	2673.618	0.000	24
COMBO 5	1	1.783	0	629.529	99.093	0.000	8
	2	0.483	0	614.532	99.093	0.000	8
	3	-2.267	0	582.808	99.093	0.000	8
	계			14614.949	2378.232	0.000	24
COMBO 6	1	1.783	0	949.161	187.444	0.000	8
	2	0.483	0	701.161	187.444	0.000	8
	3	-2.267	0	176.546	187.444	0.000	8
	계			14614.949	4498.653	0.000	24

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.783	0	549.512	180.788	0.000	8
	2	0.483	0	560.850	180.788	0.000	8
	3	-2.267	0	584.836	180.788	0.000	8
	계			13561.587	4338.924	0.000	24
COMBO 2	1	1.783	0	504.406	159.865	0.000	8
	2	0.483	0	529.994	159.865	0.000	8
	3	-2.267	0	584.124	159.865	0.000	8
	계			12948.192	3836.769	0.000	24
COMBO 3	1	1.783	0	522.123	139.555	0.000	8
	2	0.483	0	431.157	139.555	0.000	8
	3	-2.267	0	238.730	139.555	0.000	8
	계			9536.081	3349.322	0.000	24
COMBO 4	1	1.783	0	1099.081	187.359	0.000	8
	2	0.483	0	1020.427	187.359	0.000	8
	3	-2.267	0	854.045	187.359	0.000	8
	계			23788.421	4496.626	0.000	24
COMBO 5	1	1.783	0	867.615	166.436	0.000	8
	2	0.483	0	828.978	166.436	0.000	8
	3	-2.267	0	747.247	166.436	0.000	8
	계			19550.720	3994.471	0.000	24
COMBO 6	1	1.783	0	949.161	187.444	0.000	8
	2	0.483	0	701.161	187.444	0.000	8
	3	-2.267	0	176.546	187.444	0.000	8
	계			14614.949	4498.653	0.000	24

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

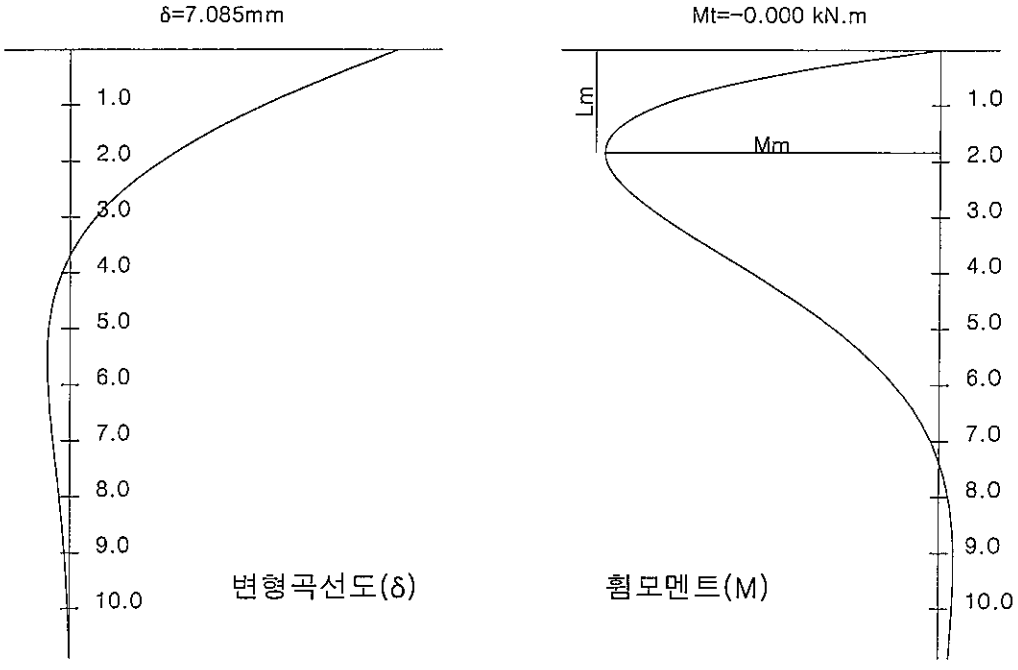
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -80.487 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.085 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.085 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-106.346	7.085	
0.727	-55.804	-50.555	4.952	
1.453	-78.003	-13.405	3.107	
2.180	-78.987	8.482	1.677	
2.907	-68.410	19.074	0.671	
3.633	-53.094	22.095	0.035	
4.360	-37.382	20.615	-0.313	
5.087	-23.665	16.919	-0.456	
5.813	-12.951	12.549	-0.469	
6.540	-5.362	8.432	-0.410	
7.267	-0.521	5.029	-0.320	
7.993	2.159	2.490	-0.227	
8.720	3.298	0.773	-0.145	
9.447	3.447	-0.261	-0.080	
10.173	3.043	-0.780	-0.034	
10.900	2.398	-0.951	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

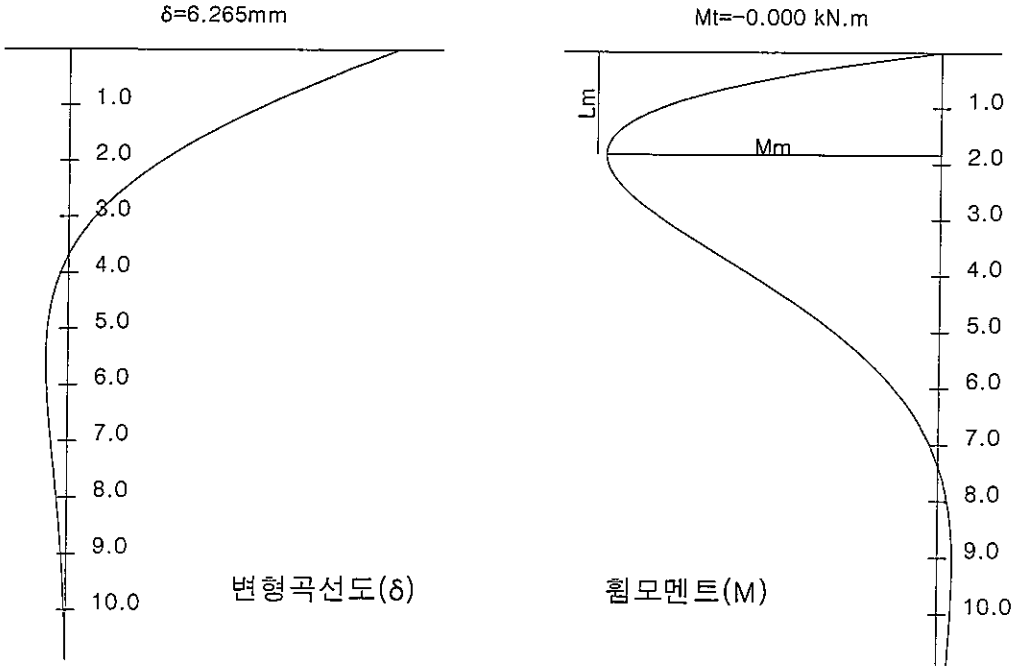
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -71.172 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.265 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.265 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-94.038	6.265	
0.727	-49.346	-44.704	4.379	
1.453	-68.976	-11.854	2.747	
2.180	-69.846	7.501	1.483	
2.907	-60.492	16.867	0.593	
3.633	-46.949	19.538	0.031	
4.360	-33.055	18.229	-0.276	
5.087	-20.926	14.961	-0.403	
5.813	-11.452	11.097	-0.414	
6.540	-4.741	7.456	-0.362	
7.267	-0.461	4.447	-0.283	
7.993	1.909	2.202	-0.201	
8.720	2.916	0.683	-0.128	
9.447	3.048	-0.231	-0.071	
10.173	2.691	-0.690	-0.030	
10.900	2.120	-0.841	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

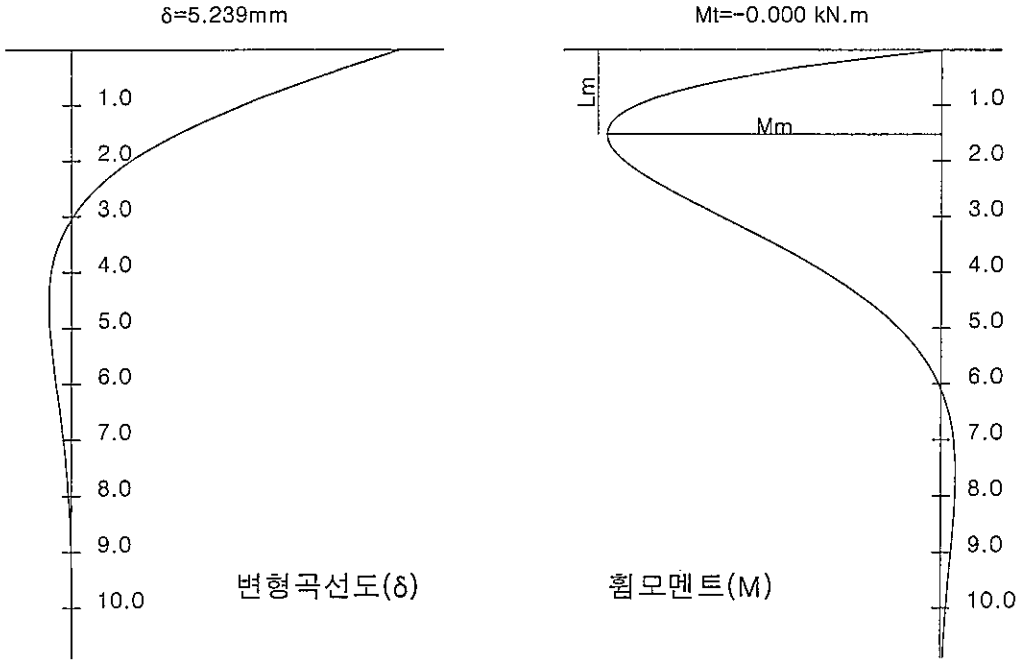
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.238 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.239 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.239 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-139.555	5.239	
0.727	-68.093	-54.159	3.352	
1.453	-87.123	-3.343	1.812	
2.180	-79.291	21.317	0.735	
2.907	-60.277	28.854	0.084	
3.633	-39.650	26.844	-0.240	
4.360	-22.246	20.710	-0.347	
5.087	-9.724	13.811	-0.330	
5.813	-1.929	7.884	-0.259	
6.540	2.127	3.560	-0.175	
7.267	3.634	0.830	-0.101	
7.993	3.644	-0.621	-0.047	
8.720	2.945	-1.187	-0.012	
9.447	2.046	-1.225	0.006	
10.173	1.226	-1.006	0.014	
10.900	0.602	-0.709	0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

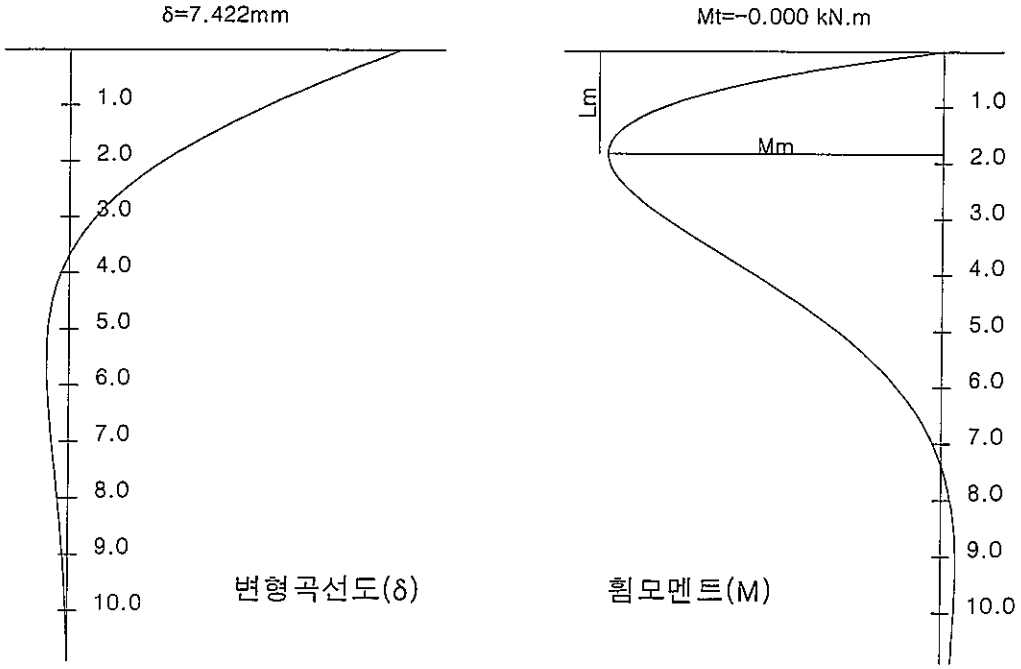
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -84.312 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.422 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.422 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-111.401	7.422	
0.727	-58.456	-52.957	5.187	
1.453	-81.711	-14.042	3.255	
2.180	-82.741	8.885	1.756	
2.907	-71.661	19.981	0.703	
3.633	-55.618	23.145	0.036	
4.360	-39.158	21.594	-0.327	
5.087	-24.790	17.723	-0.477	
5.813	-13.567	13.146	-0.491	
6.540	-5.616	8.833	-0.429	
7.267	-0.546	5.269	-0.336	
7.993	2.261	2.608	-0.238	
8.720	3.454	0.809	-0.152	
9.447	3.611	-0.273	-0.084	
10.173	3.188	-0.818	-0.036	
10.900	2.512	-0.996	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

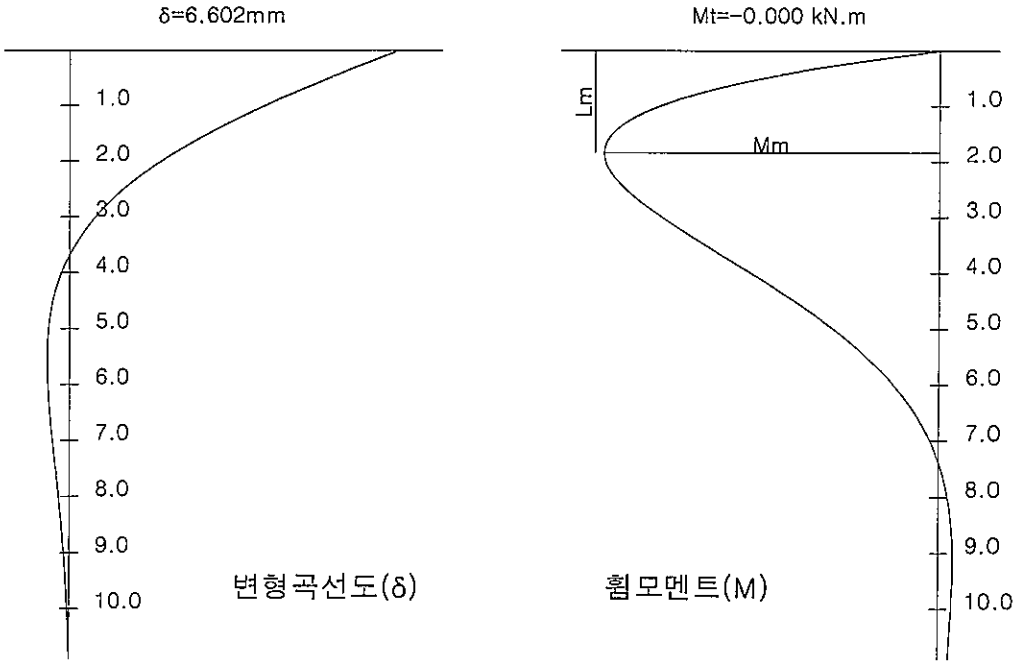
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -74.997 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.602 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.602 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-99.093	6.602	
0.727	-51.998	-47.107	4.614	
1.453	-72.683	-12.491	2.895	
2.180	-73.600	7.904	1.562	
2.907	-63.744	17.773	0.625	
3.633	-49.473	20.588	0.032	
4.360	-34.832	19.209	-0.291	
5.087	-22.051	15.765	-0.424	
5.813	-12.068	11.693	-0.437	
6.540	-4.996	7.857	-0.382	
7.267	-0.486	4.686	-0.298	
7.993	2.011	2.320	-0.212	
8.720	3.073	0.720	-0.135	
9.447	3.212	-0.243	-0.075	
10.173	2.836	-0.727	-0.032	
10.900	2.234	-0.886	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

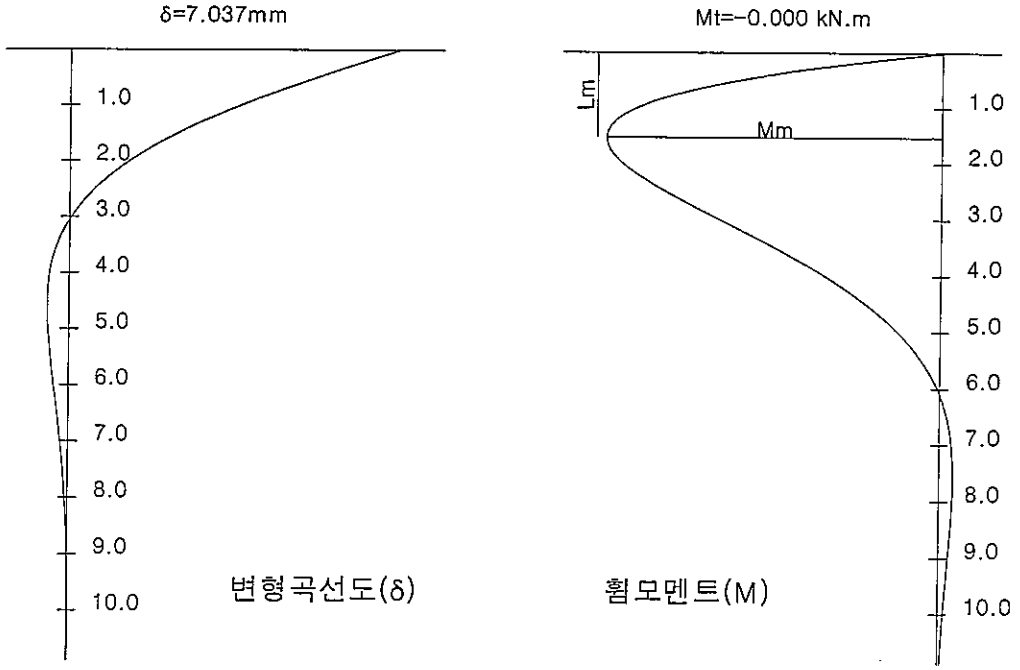
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -117.174 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.037 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.037 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-187.444	7.037	
0.727	-91.460	-72.744	4.502	
1.453	-117.019	-4.491	2.434	
2.180	-106.500	28.632	0.987	
2.907	-80.961	38.756	0.113	
3.633	-53.257	36.055	-0.322	
4.360	-29.879	27.816	-0.466	
5.087	-13.061	18.551	-0.444	
5.813	-2.591	10.590	-0.347	
6.540	2.858	4.782	-0.235	
7.267	4.880	1.114	-0.136	
7.993	4.894	-0.834	-0.063	
8.720	3.955	-1.594	-0.017	
9.447	2.748	-1.645	0.009	
10.173	1.646	-1.352	0.019	
10.900	0.808	-0.952	0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

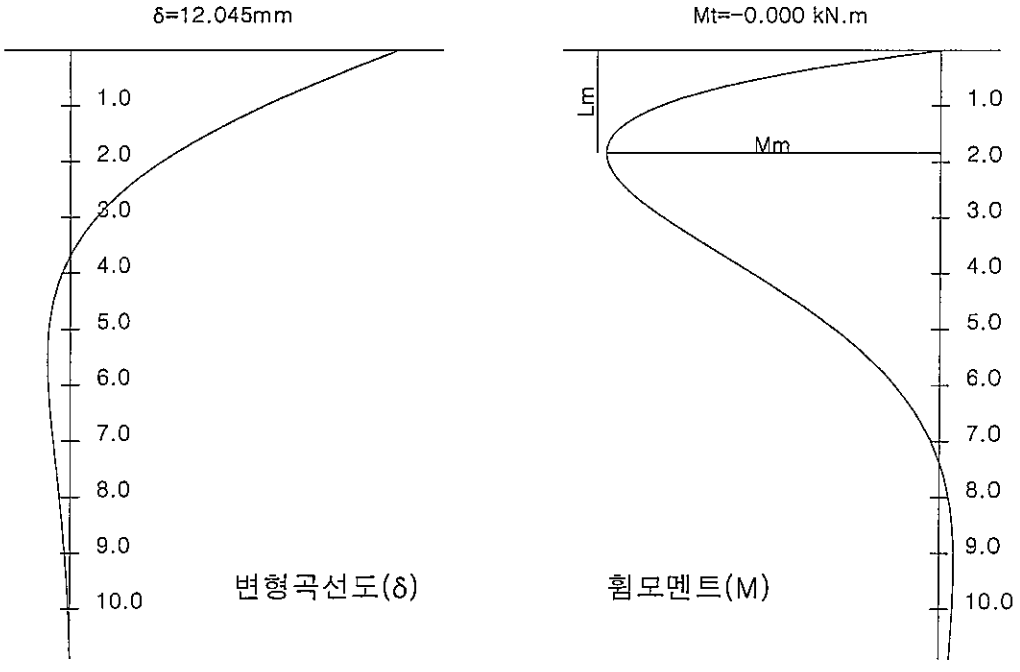
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -136.827 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.045 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.045 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-180.788	12.045	
0.727	-94.867	-85.943	8.418	
1.453	-132.606	-22.789	5.282	
2.180	-134.278	14.420	2.850	
2.907	-116.296	32.426	1.140	
3.633	-90.260	37.562	0.059	
4.360	-63.549	35.045	-0.531	
5.087	-40.230	28.762	-0.774	
5.813	-22.017	21.334	-0.796	
6.540	-9.115	14.335	-0.696	
7.267	-0.886	8.550	-0.545	
7.993	3.669	4.233	-0.386	
8.720	5.606	1.314	-0.247	
9.447	5.861	-0.443	-0.137	
10.173	5.173	-1.327	-0.058	
10.900	4.076	-1.616	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

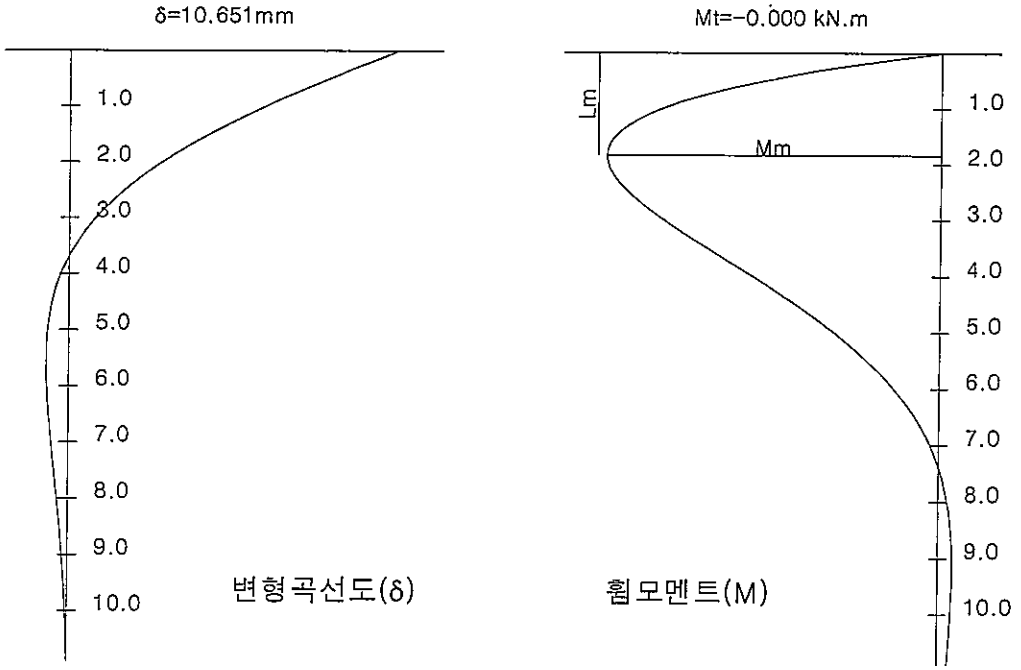
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -120.992 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.651 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.651 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-159.865	10.651	
0.727	-83.888	-75.996	7.444	
1.453	-117.259	-20.152	4.670	
2.180	-118.738	12.751	2.520	
2.907	-102.837	28.674	1.008	
3.633	-79.814	33.215	0.052	
4.360	-56.194	30.989	-0.470	
5.087	-35.574	25.433	-0.685	
5.813	-19.469	18.865	-0.704	
6.540	-8.060	12.676	-0.616	
7.267	-0.783	7.561	-0.481	
7.993	3.245	3.743	-0.341	
8.720	4.957	1.162	-0.218	
9.447	5.182	-0.392	-0.121	
10.173	4.575	-1.173	-0.052	
10.900	3.604	-1.429	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

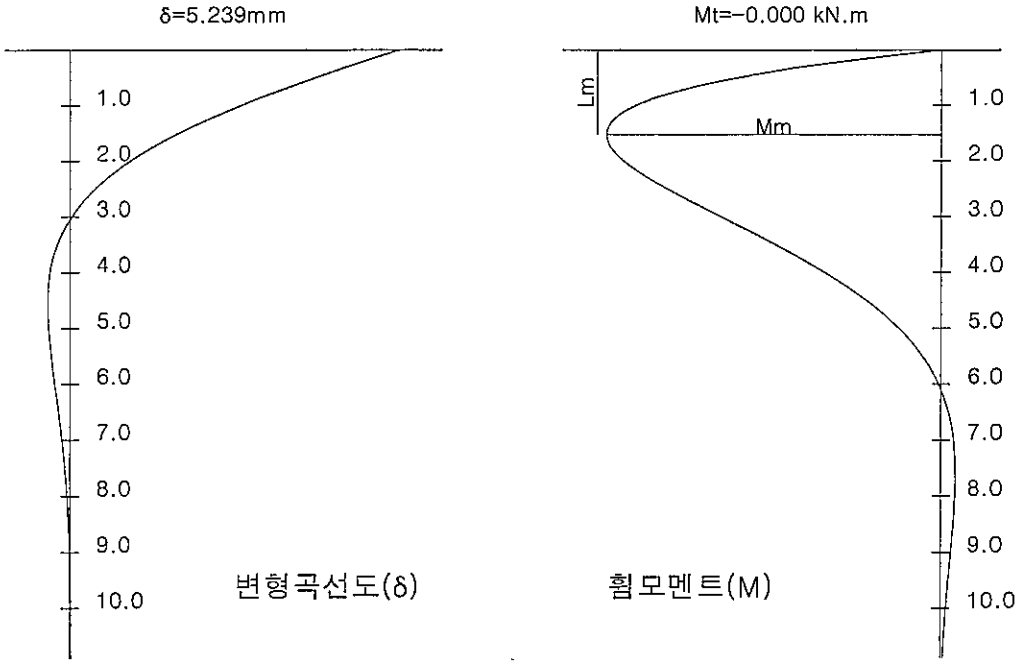
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.238 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.239 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.239 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-139.555	5.239	
0.727	-68.093	-54.159	3.352	
1.453	-87.123	-3.343	1.812	
2.180	-79.291	21.317	0.735	
2.907	-60.277	28.854	0.084	
3.633	-39.650	26.844	-0.240	
4.360	-22.246	20.710	-0.347	
5.087	-9.724	13.811	-0.330	
5.813	-1.929	7.884	-0.259	
6.540	2.127	3.560	-0.175	
7.267	3.634	0.830	-0.101	
7.993	3.644	-0.621	-0.047	
8.720	2.945	-1.187	-0.012	
9.447	2.046	-1.225	0.006	
10.173	1.226	-1.006	0.014	
10.900	0.602	-0.709	0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

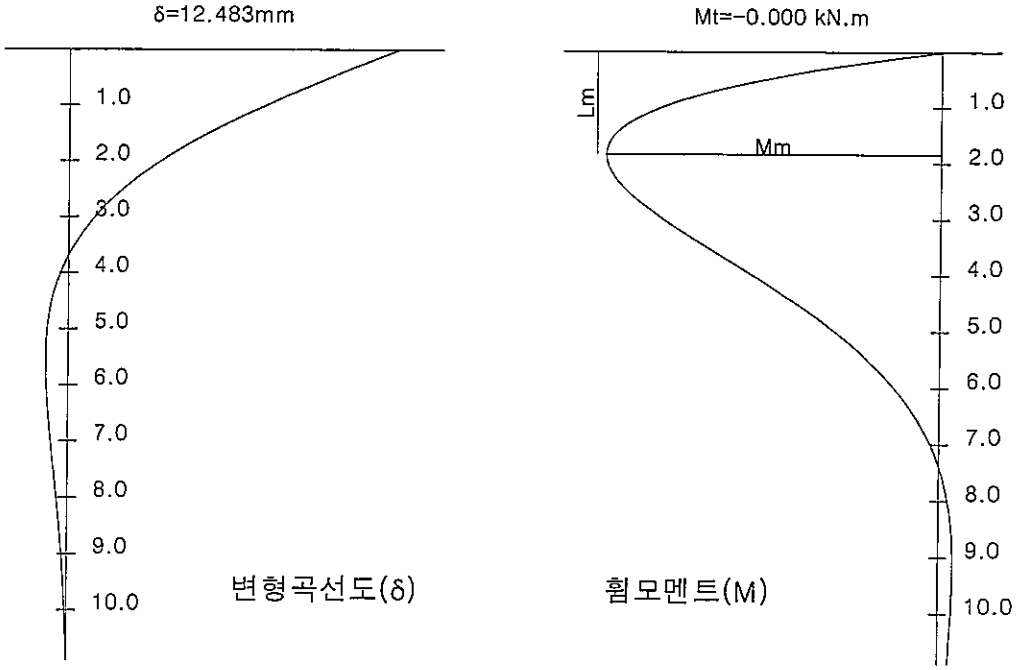
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -141.800 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.483 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.483 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-187.359	12.483	
0.727	-98.315	-89.066	8.724	
1.453	-137.426	-23.617	5.474	
2.180	-139.159	14.944	2.954	
2.907	-120.523	33.605	1.182	
3.633	-93.541	38.927	0.061	
4.360	-65.859	36.319	-0.551	
5.087	-41.692	29.807	-0.803	
5.813	-22.817	22.109	-0.825	
6.540	-9.446	14.856	-0.722	
7.267	-0.918	8.861	-0.564	
7.993	3.803	4.387	-0.400	
8.720	5.810	1.361	-0.256	
9.447	6.074	-0.459	-0.142	
10.173	5.362	-1.375	-0.061	
10.900	4.224	-1.675	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

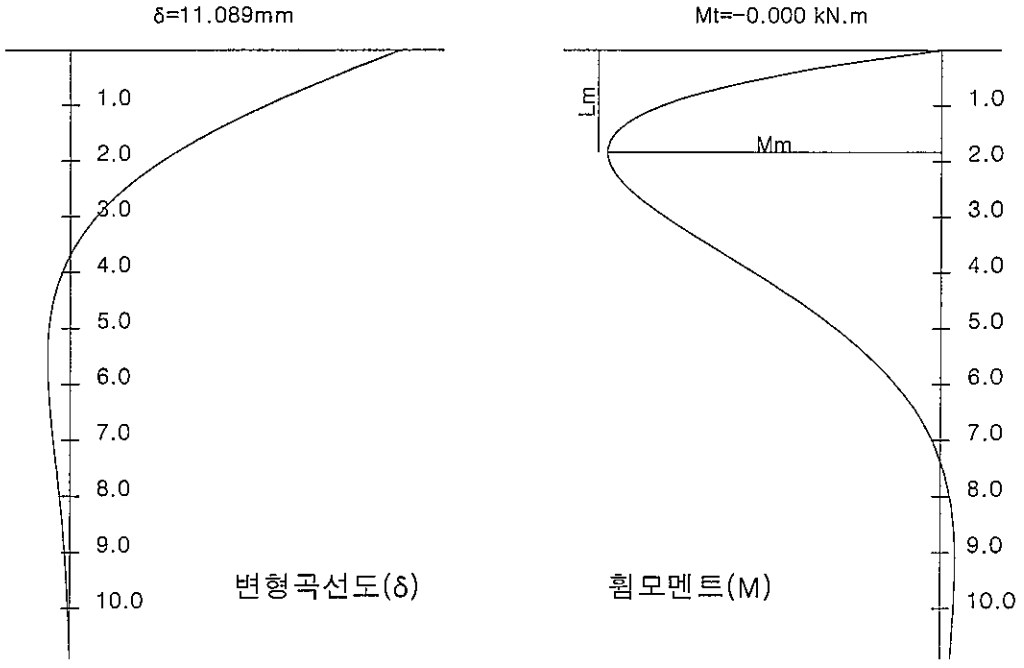
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -125.965 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.089 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.089 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-166.436	11.089	
0.727	-87.336	-79.120	7.750	
1.453	-122.079	-20.980	4.862	
2.180	-123.618	13.275	2.624	
2.907	-107.064	29.852	1.050	
3.633	-83.095	34.580	0.054	
4.360	-58.504	32.263	-0.489	
5.087	-37.036	26.478	-0.713	
5.813	-20.269	19.640	-0.733	
6.540	-8.391	13.197	-0.641	
7.267	-0.815	7.871	-0.501	
7.993	3.378	3.897	-0.356	
8.720	5.161	1.209	-0.227	
9.447	5.395	-0.408	-0.126	
10.173	4.763	-1.221	-0.054	
10.900	3.752	-1.488	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

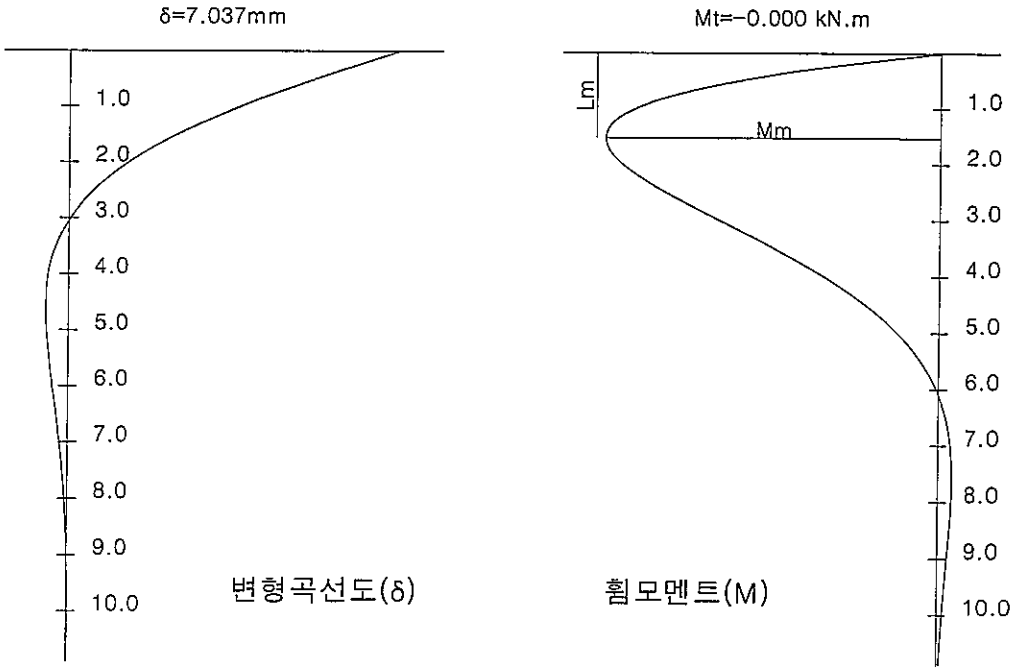
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -117.174 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.037 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.037 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-187.444	7.037	
0.727	-91.460	-72.744	4.502	
1.453	-117.019	-4.491	2.434	
2.180	-106.500	28.632	0.987	
2.907	-80.961	38.756	0.113	
3.633	-53.257	36.055	-0.322	
4.360	-29.879	27.816	-0.466	
5.087	-13.061	18.551	-0.444	
5.813	-2.591	10.590	-0.347	
6.540	2.858	4.782	-0.235	
7.267	4.880	1.114	-0.136	
7.993	4.894	-0.834	-0.063	
8.720	3.955	-1.594	-0.017	
9.447	2.748	-1.645	0.009	
10.173	1.646	-1.352	0.019	
10.900	0.808	-0.952	0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	2.000	사질토	7.300	4.000	-
1.583	50.000	사질토	1.633	100.000	258.547
계	-	-	-	-	258.553

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.4219 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.0368 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1/3.0 x 258.553 + 0.000 = 86.184 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 258.553 + 0.000 = 129.277 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	451.890	354.995	1586.000	86.184	O.K
	HINGE	449.574	377.478	1586.000	86.184	O.K
COMBO 2	FIX	417.657	371.509	1586.000	86.184	O.K
	HINGE	457.051	350.356	1586.000	86.184	O.K
COMBO 3	FIX	586.961	156.318	2379.000	129.277	O.K
	HINGE	522.123	238.730	2379.000	129.277	O.K
COMBO 4	FIX	814.550	534.152	1586.000	86.184	O.K
	HINGE	743.396	624.590	1586.000	86.184	O.K
COMBO 5	FIX	694.882	499.742	1586.000	86.184	O.K
	HINGE	629.529	582.808	1586.000	86.184	O.K
COMBO 6	FIX	1019.929	86.599	2379.000	129.277	O.K
	HINGE	949.161	176.546	2379.000	129.277	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 11.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 10.90/0.508 = 21.457 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.016 ± M x 0.508/2 / 0.00047

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	451.890	118.943	92.908	140.00	O.K
	HINGE	449.574	80.487	72.134	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	417.657	107.577	84.606	140.00	O.K
	HINGE	457.051	71.172	67.620	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	586.961	103.641	93.405	210.00	O.K
	HINGE	522.123	87.238	80.429	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	814.550	113.735	113.480	140.00	O.K
	HINGE	743.396	84.312	93.118	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	694.882	104.464	100.800	140.00	O.K
	HINGE	629.529	74.997	80.785	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1019.929	113.118	126.386	210.00	O.K
	HINGE	949.161	117.174	124.001	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

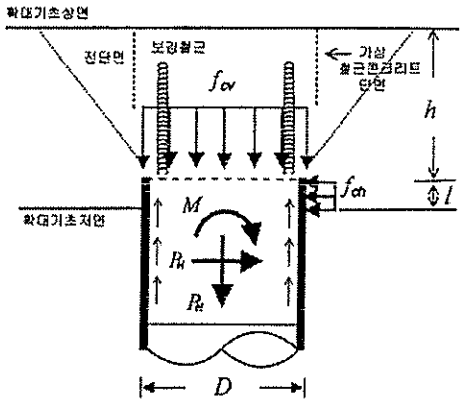
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	106.346	13.701	80.000	O.K
	HINGE	106.346	13.701	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	94.038	12.115	80.000	O.K
	HINGE	94.038	12.115	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	139.555	17.980	120.000	O.K
	HINGE	139.555	17.980	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	111.401	14.352	80.000	O.K
	HINGE	111.401	14.352	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	99.093	12.767	80.000	O.K
	HINGE	99.093	12.767	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	187.444	24.149	120.000	O.K
	HINGE	187.444	24.149	120.000	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 직경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 814549.6 / (π/4 x 508 ²)
= 4.019 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1019928.7 / (π/4 x 508 ²)
= 5.032 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 814549.6 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.147 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1019928.7 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.184 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P203]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 111400.734 / (508 x 100)
= 2.193 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 187443.883 / (508 x 100)
= 3.690 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

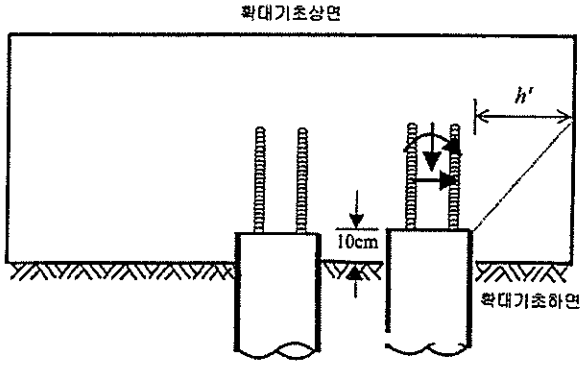
τh = 111400.734 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.188 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 187443.883 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.316 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.600 x 60.000) = 447.656 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 24.0 x 202683.0)

= 2894313.121 N ≥ PNmax = 1217168.718 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 4894.6 x 1050)

= 6713994.455 N ≥ PNmax = 1217168.718 N ∴ O.K

시점 교대(오창방향)

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정
- 5) 기초 중앙 작용력 산정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

▣ 결과 요약

■ 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	전도에 대한 안정	3432.943	1033.426	O.K
	활동에 대한 안정	580.678	297.067	O.K
	지지력에 대한 안정	720	383.058	O.K
지진시	전도에 대한 안정	4138.764	2489.125	O.K
	활동에 대한 안정	567.478	385.685	O.K
	지지력에 대한 안정	1080	675.126	O.K

■ 단면 휨 설계

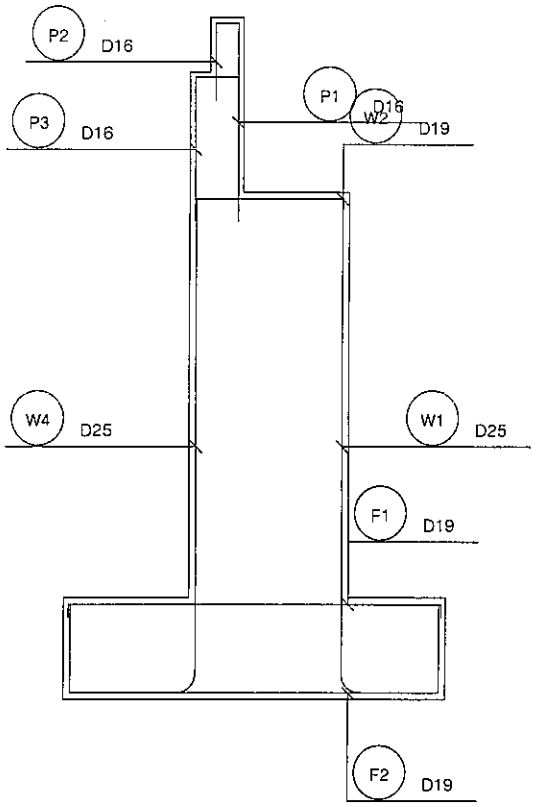
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1500	100	1747.55	2292	618.148	808.394	1.308	O.K
후면저판		1500	100	1073.51	2292	381.08	808.394	2.121	O.K
벽체 : H=8.482		2400	100	2687.61	4053.6	1562.737	2346.627	1.502	O.K
흉벽		800	80	711.382	1588.8	129.661	286.971	2.213	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	891.085	1588.8	82.585	145.17	1.758	O.K
	A(T=500 mm)	500	80	2622.62	3096.8	267.986	313.686	1.171	O.K
	화부(T=450	450	80	2295.66	3096.8	206.714	274.202	1.326	O.K
	B(T=500 mm)	500	80	1246.3	2292	130.566	235.623	1.805	O.K
	C(T=500 mm)	500	80	1437.88	2292	150.12	235.623	1.57	O.K

■ 사용성 검토

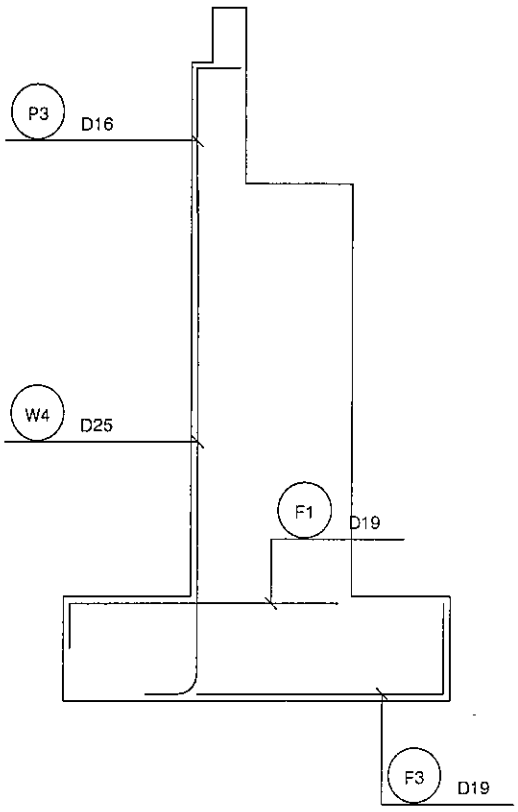
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		116.259	150	125	451.119	O.K
후면저판		67.887	150	125	928.007	O.K
벽체 : H=8.482		72.986	150	125	860.229	O.K
흉벽		70.455	150	125	894.185	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	89.081	150	125	704.029	O.K
	A(T=500 mm)	133.372	150	125	417.955	O.K
	화부(T=450	117.422	150	125	498.157	O.K
	B(T=500 mm)	86.748	150	125	726.237	O.K
	C(T=500 mm)	99.74	150	125	613.304	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

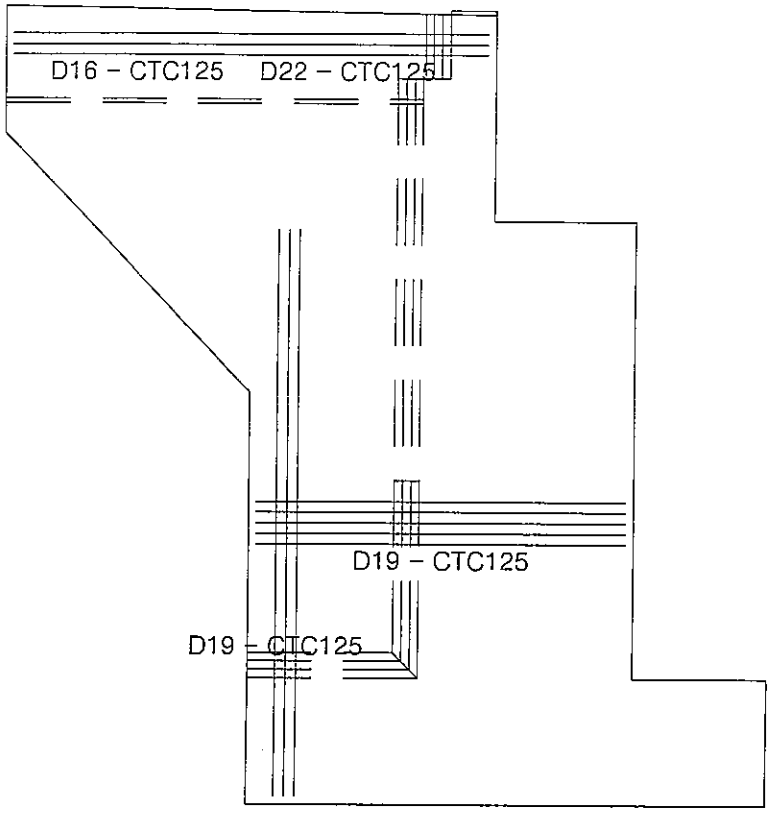


- ② Cycle (CTC = 250)



▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 12.993 M
(5) 교 대 총높이 : H = 9.982 M
(6) 기 초 형 식 : 직접기초
(7) SKEW : 114.320 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 346.710 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 130.848 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 50.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 42.386 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 최대 허용지지력 : Qa = 720.00 kN/m²
(6) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.600 ; tanΦb = 0.60, Cb = 0 : 암과 콘크리트
(7) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : Ⅰ 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : Ⅰ 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

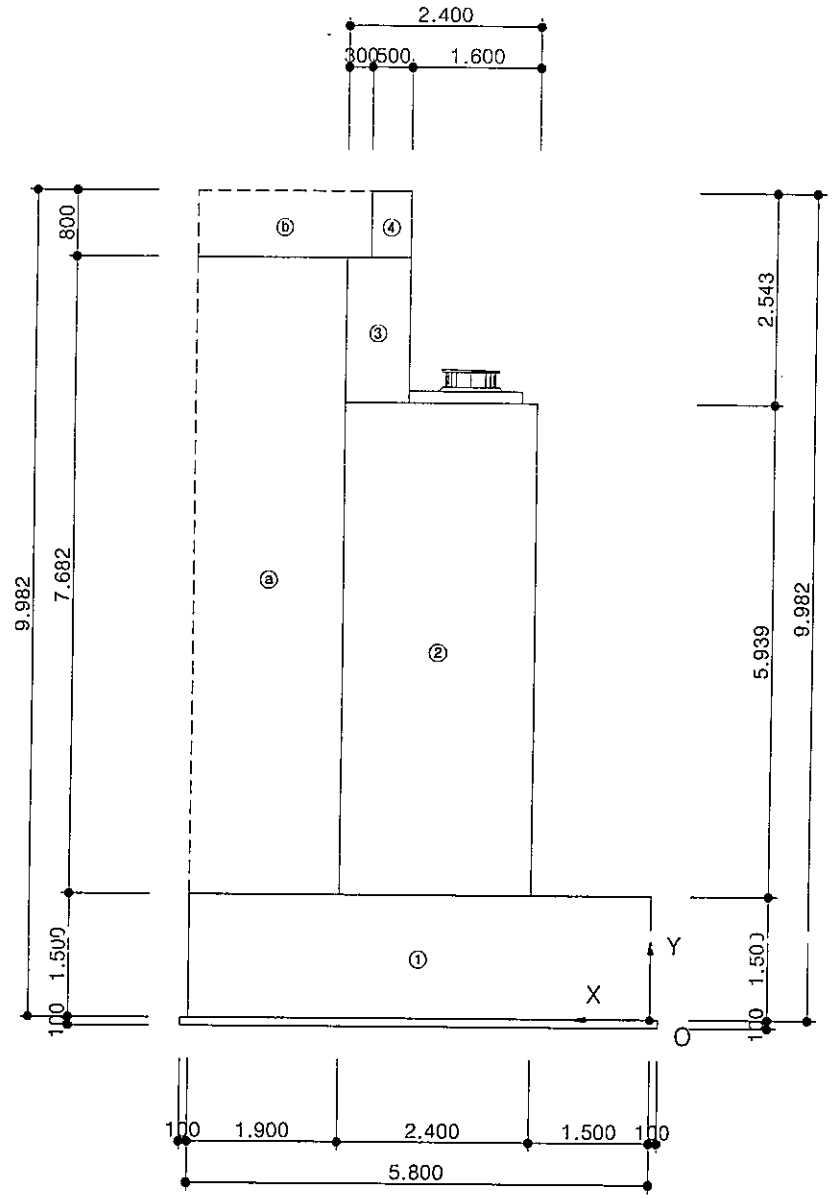
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	778.428	878.701	905.240	935.053	1007.214	4504.636
활하중	407.439	412.020	367.597	293.476	219.513	1700.045

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	181.460	181.000	180.690	180.440	180.250	903.840
직각방향	161.840	162.830	163.350	163.620	163.930	815.570

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.800 × 1.500	= 8.700	25.000	217.500	16.747
	②	2.400 × 5.939	= 14.253	25.000	356.325	27.437
	③	0.800 × 1.743	= 1.394	25.000	34.861	2.684
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 24.747		618.687	47.639
뒷채움재	ⓐ	1.900 × 7.682	= 14.595	20.000	291.909	22.477
	ⓑ	2.200 × 0.800	= 1.760	20.000	35.200	2.710
	소계		= 16.355		327.109	25.187
총 계					945.796	72.826

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.900	0.750	630.750	12.561
	②	2.700	4.469	962.078	122.626
	③	3.500	8.310	122.015	22.308
	④	3.350	9.582	33.500	7.378
	소 계			1748.343	164.873
뒷채움재	ⓐ	4.850	5.341	1415.760	120.048
	ⓑ	4.700	9.582	165.440	25.971
	소 계			1581.200	146.018
총 계				3329.542	310.891

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1748.343 / 618.687 = 2.826 m
  Y = 164.873 / 47.639 = 3.461 m
- 뒷채움재 : X = 1581.200 / 327.109 = 4.834 m
  Y = 146.018 / 25.187 = 5.797 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

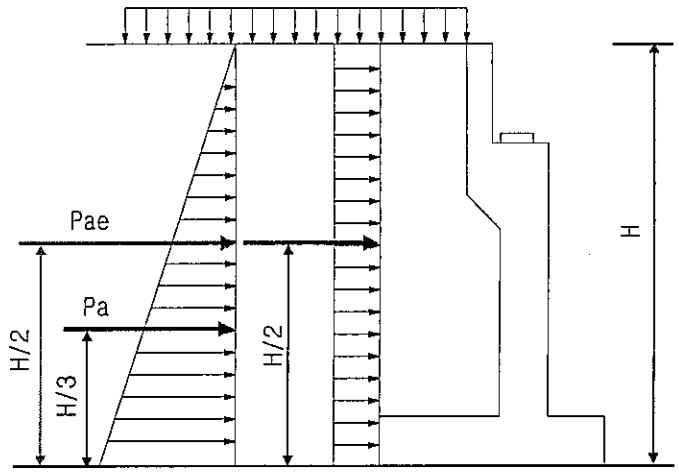
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh,'(1 Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 9.982 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 9.982^2 x cos(0.000)

= 270.016 kN

y = H / 3 = 3.327 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 9.982 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 9.982^2 x cos(0.000)

= 312.859 kN

y = H / 2 = 4.991 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 8.482 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 8.482^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 176.842 kN

y = H / 3 = 2.827 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.482 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.482^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 225.896 kN

y = H / 2 = 4.241 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 4504.636 ÷ (11.825 / sin114.320) = 346.710 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1700.045 ÷ (11.825 / sin114.320) = 130.848 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.5$

$= 0.010113$ m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 12.993 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2396.500 \times 0.010113 \times 5 / 12.993$

$= 9.327$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5
KH	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
δ (m)	0.06304	0.06292	0.06285	0.06278	0.06272

$Fm = 62.772 \times \cos114.3 + 753.266 \times \sin114.3 / 12.993$

$= 78.684$ kN/m

H1 = 815.570 ÷ (11.825 / sin114.3) = 62.772 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 903.840 ÷ (11.825 / sin114.3) = 69.506 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

R x Kh x sinθ → H2 (교축방향 수평력)

R x Kh x cosθ → H1 (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.200 = 22.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 9.982 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 9.982 \times \cos0.000$

$= 27.051$ kN

y = H / 2 = 4.991 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 8.482 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 8.482 \times \cos11.667$

$= 20.850$ kN

y = H / 2 = 4.241 m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	618.687	-	2.826	3.461	1748.344	-
2. 교대구체(지진시)	618.687	47.639	2.826	3.461	1748.344	164.873
3. 뒷채움재(평상시)	327.109	-	4.834	5.797	1581.199	-
4. 뒷채움재(지진시)	327.109	25.187	4.834	5.797	1581.199	146.016
5. 배면토압(평상시)	-	270.016	-	3.327	-	898.417
6. 배면토압(지진시)	-	312.859	-	4.991	-	1561.451
7. 뒷채움 상재하중	22.000	27.051	4.700	4.991	103.400	135.009
8. 상부 고정하중반력	346.710	-	2.334	-	809.221	-
9. 상부 활하중반력	130.848	-	2.334	-	305.399	-
10. 교량받침마찰력	-	9.327	-	7.839	-	73.112
11. 상부관성력	-	78.684	-	7.839	-	616.784

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	967.796	297.067	3432.943	1033.426
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	945.796	270.016	3329.543	898.417
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	945.796	385.685	3329.543	1872.340
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1445.354	306.394	4547.563	1106.538
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1292.506	279.343	4138.764	971.529
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1292.506	464.369	4138.764	2489.124

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 평상시에는 바닥판 중심으로부터 바닥판 폭의 1/6이내, 지진시와 폭풍시에는 바닥판 폭의 1/3이내에 있어야 한다. [도로교설계기준 5.6.2]
- 평상시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 2.0배 이상이어야 한다.
- 지진시 전도에 대한 저항모멘트는 전도모멘트의 1.5배 이상이어야 한다.

구 분	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	V(kN)	S.F	e(m)	허용폭(m)	비 고
COMB 1	3432.943	1033.426	967.796	3.322	0.421	0.967	O.K
COMB 2	3329.543	898.417	945.796	3.706	0.330	0.967	O.K
COMB 3	3329.543	1872.340	945.796	1.778	1.359	1.933	O.K
COMB 4	4547.563	1106.538	1445.354	4.110	0.519	0.967	O.K
COMB 5	4138.764	971.529	1292.506	4.260	0.450	0.967	O.K
COMB 6	4138.764	2489.124	1292.506	1.663	1.624	1.933	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

S.F = Mr / Mo ≥ 2.00 (평상시), ≥ 1.50 (지진시)

3) 활동에 대한 안정

- 직접기초바닥면에서의 전단지반반력은 바닥면 아래 기초지반의 허용전단저항력 이내에 있어야 한다.
  [도로교설계기준 5.6.2]

$$H_u = C_b A + V \tan \phi_b$$

Hu : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력(kN)

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력(kN/㎡)

Φb : 기초저면과 지반과의 마찰각(degree)

A' : 기초저면의 유효재하면적(㎡)

V : 기초저면에 작용하는 연직하중(kN), 다만 부력을 뺀 값으로 한다.

구 분	V(kN)	Hu(kN)	H(kN)	S.F	(m)	허용안전율
COMB 1	967.796	580.678	297.067	1.955	1.500	O.K
COMB 2	945.796	567.478	270.016	2.102	1.500	O.K
COMB 3	945.796	567.478	385.685	1.471	1.200	O.K
COMB 4	1445.354	867.212	306.394	2.830	1.500	O.K
COMB 5	1292.506	775.504	279.343	2.776	1.500	O.K
COMB 6	1292.506	775.504	464.369	1.670	1.200	O.K

註) tanΦb = 0.600, Cb = 0, 암과 콘크리트 [도로설계편람 509-22]

S.F = Hu / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

4) 지지력에 대한 안정

- 직접기초 바닥면에서의 연직지반반력은 기초 바닥아래 지지지반의 허용연직지지력이내에 있어야 한다.
  [도로교설계기준 5.6.2]

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	비 고
COMB 1	967.796	2399.517	0.421	239.470	34.253	720.000	O.K
COMB 2	945.796	2431.126	0.330	218.660	107.477	720.000	O.K
COMB 3	945.796	1457.203	1.359	409.245	0.000	1080.000	O.K
COMB 4	1445.354	3441.025	0.519	383.058	115.340	720.000	O.K
COMB 5	1292.506	3167.235	0.450	326.478	119.213	720.000	O.K
COMB 6	1292.506	1649.640	1.624	675.126	0.000	1080.000	O.K

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

지반의 허용연직지지력 산정은 『별첨자료』를 참조.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

= 3333.333 x (√(5.800 x 12.993) / 0.3)^-¾) = 267.173 kN/m³

$$k_v = k_{vo}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

Kvo = 1/0.3*α*Eo = 1/0.3 x 1.000 x 1000.000 = 3333.33 kN/m³

L : 확대기초의 길이 (= 12.993 m)

B : 확대기초의 폭 (= 5.800 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 1.500 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

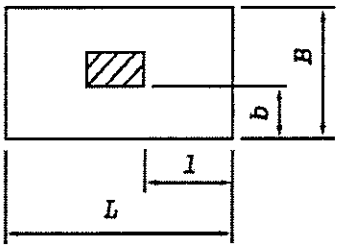
β = ⁴√[(3 x 267.173) / (26986000.000 x 1.500³)] = 0.054 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 1.900) = 1.900

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.900, 뒷굽기준으로 검토

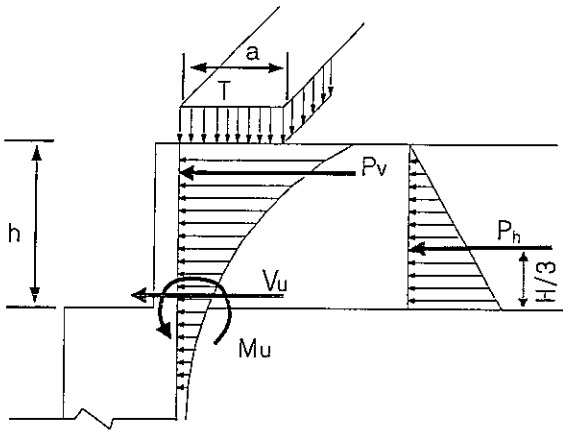


βλ = 0.054 x 1.900 = 0.103 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka
= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)
= 114.60 x 0.251 x (2.543 - 0.36) = 62.795 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H² x cos δ
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.543² x cos11.667 = 15.897 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.543 x 15.897 = 13.476 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.897 = 75.925 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 62.795 + 1.70 x 13.476 = 129.661 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.743 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.684 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.684 + 0.770 = 3.454 kN

Mw = 2.684 x 1.743/2 + 0.770 x (1.743 + 0.800/2) = 3.990 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H² x cos δ
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.543² x cos0.000 = 20.307 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.543 x 20.307 = 25.821 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.454 + 1.00 x 20.307 = 23.761 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 3.990 + 1.00 x 25.821 = 29.811 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	75.925	129.661	
지진시	23.761	29.811	
설계단면력	75.925	129.661	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 8.482 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	30.891	3.431	-	1.000	30.891	105.974
2. 배면토압(평상시)	176.842	2.827	1.700	-	300.631	849.967
3. 배면토압(지진시)	225.896	4.241	-	1.000	225.896	958.005
4. 뒷채움 상재하중	20.850	4.241	1.700	-	35.445	150.319
5. 교량받침마찰력	9.327	6.339	1.300	-	12.125	76.858
6. 상부관성력	78.684	6.339	-	1.000	78.684	498.758

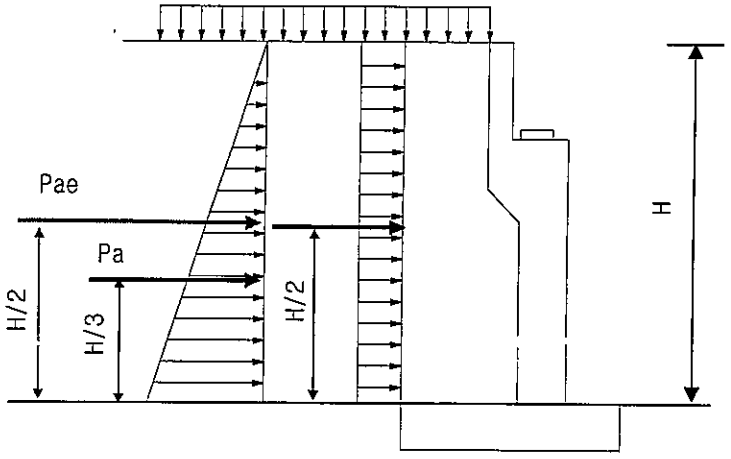
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 30.891 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 105.974 kN.m

y = Mo / Ho = 105.974 / 30.891 = 3.431



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 8.482 m)	348.201	1077.144	
지진시(H = 8.482 m)	335.471	1562.737	
설계단면력	348.202	1562.737	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	618.687	-	2.826	3.461	1748.344	-
2. 교대구체(지진시)	618.687	47.639	2.826	3.461	1748.344	164.873
3. 뒷채움재(평상시)	327.109	-	4.834	5.797	1581.199	-
4. 뒷채움재(지진시)	327.109	25.187	4.834	5.797	1581.199	146.016
5. 배면토압(평상시)	-	270.016	-	3.327	-	898.417
6. 배면토압(지진시)	-	312.859	-	4.991	-	1561.451
7. 토압의 연직분력	39.425	-	5.167	-	203.696	-
8. 뒷채움 상재하중	22.000	27.051	4.700	4.991	103.400	135.009
9. 상부 고정하중반력	346.710	-	2.334	-	809.221	-
10. 상부 활하중반력	130.848	-	2.334	-	305.399	-
11. 교량받침마찰력	-	9.327	-	7.839	-	73.112
12. 상부관성력	-	78.684	-	7.839	-	616.784

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1343.857	505.014	4896.999	1756.824
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1296.557	459.027	4674.689	1527.309
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	945.796	385.685	3329.543	1872.340
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2075.904	517.139	6605.594	1851.870
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1747.280	471.152	5726.676	1622.355
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1292.000	464.369	4138.764	2489.124

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

③ 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	1343.857	3140.174	0.563	366.720	96.679	296.882	185.141
COMB 2	1296.557	3147.379	0.473	332.814	114.275	276.295	185.865
COMB 3	945.796	1457.202	1.359	409.245	0.000	276.435	63.939
COMB 4	2075.903	4753.724	0.610	583.788	132.041	466.957	280.027
COMB 5	1747.280	4104.321	0.551	472.978	129.533	384.156	242.041
COMB 6	1292.506	1649.639	1.624	675.126	0.000	410.643	0.000

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

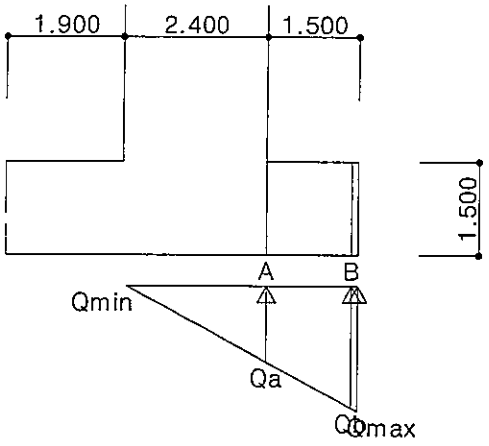
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.100 x 25.000 = 3.750 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

Ma = Qa x 1.500^2 / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.500^2 x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	366.720	296.882	362.064	36.439	386.370	31.564	331.527
COMB 2	332.814	276.295	329.046	33.093	353.221	28.218	298.377
COMB 3	409.245	276.435	400.391	40.482	410.597	36.732	368.410
COMB 4	583.788	466.957	575.999	57.989	612.950	53.114	558.106
COMB 5	472.978	384.156	467.056	47.002	498.792	42.127	443.948
COMB 6	675.126	410.643	657.494	66.631	660.336	62.881	618.148

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는
하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

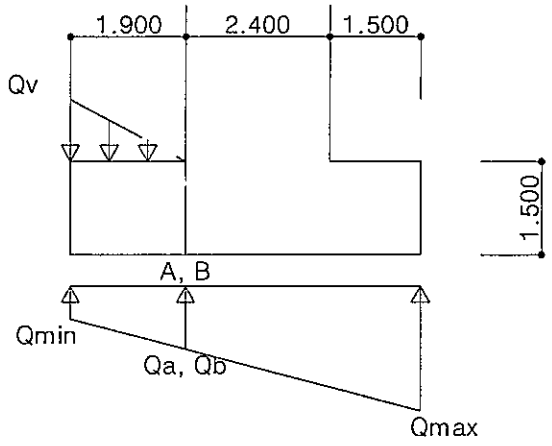
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 1.900 x 25.000 = 71.250 kN

Ma = 1.500 x 1.900 x 25.000 x 1.900 / 2 = 67.687 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 327.109 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 327.109 kN

Ma = 327.109 x (4.834 - 3.900) = 305.474 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.900 = 19.000 kN

Ma = 10.000 x 1.900 x 1.900 / 2 = 18.050 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 8.482^2 x sin11.667

= 39.425 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 39.425 / 1.900

= 41.499 kN

Vb = 41.499 x 1.900 / 2 = 39.425 kN

Ma = 41.499 x 1.900 x 1.900 / 3 = 49.938 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 1.900 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.900

Ma = Qmin x 1.900^2 / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.900^2 / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.900)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 3.900)^2 / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	96.679	185.141	185.141	267.729	227.731	358.009	381.080
COMB 2	114.275	185.865	185.865	295.133	249.340	299.755	322.824
COMB 3	0.000	63.939	63.939	23.087	5.557	375.273	367.604
COMB 4	132.041	280.027	280.027	391.465	327.372	234.274	281.439
COMB 5	129.533	242.041	242.041	352.994	301.499	231.894	268.505
COMB 6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	398.359	373.161

註) 지반반력 산정시 하중계수가 적용되었으므로 지반반력에 의한 단면력에는 하중계수를 적용하지 않는다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1500.0	1400.0	100.0	618.1	62.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 39.654) / 39.654 = 0.10292

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1747.547 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근그룹 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.312]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1747.547 mm²

ρmin = Max(1747.547, 1800.000) / bd = 0.00129

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00164

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1400.00 - a/2) = 808.394 kN.m

≥ Mu (= 618.148 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1400.00 = 914.476 kN

≥ Vu (= 62.881 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1500.0 x 1000.0 = 2250.000 ㎟ < 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1500.0	1400.0	100.0	381.1	398.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 39.654) / 39.654 = 0.10292

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1073.505 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.135]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1073.505 mm²

ρmin = Max(1073.505, 1800.000) / bd = 0.00129

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00164

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1400.00 - a/2) = 808.394 kN.m

≥ Mu (= 381.080 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1400.00 = 914.476 kN

≥ Vu (= 398.359 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1500.0 x 1000.0 = 2250.000 ㎟ < 1986.000 ㎟

(1986.000 / 1.000) = 1986.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당 1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=8.482

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2400.0	2300.0	100.0	1562.7	348.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2300.00 - 70.131) / 70.131 = 0.09539

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2687.605 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.508]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00176

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (2300.00 - a/2) = 2346.627 kN.m

≥ Mu (= 1562.737 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.502]

* 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2300.00 = 1502.354 kN

≥ Vu (= 348.202 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2400.0 x 1000.0 = 3600.000 ㎟ < 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	129.7	75.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 711.382 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.233]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 129.661 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.213]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 75.925 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1910.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.543 - 0.36) = 62.795 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.543^2 x cos11.667 = 15.897 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.543 x 15.897 = 13.476 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.897 = 44.662 kN

Ms = 62.795 + 13.476 = 76.271 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 8.482 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	30.891	3.431	-	1.000	30.891	105.974
2. 배면토압(평상시)	176.842	2.827	1.000	-	176.842	499.981
3. 배면토압(지진시)	225.896	4.241	-	1.000	225.896	958.005
4. 뒷채움 상재하중	20.850	4.241	1.000	-	20.850	88.423
5. 교량받침마찰력	9.327	6.339	1.000	-	9.327	59.122
6. 상부관성력	78.684	6.339	-	1.000	78.684	498.758

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 30.891 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 105.974 kN.m

y = Mo / Ho = 105.974 / 30.891 = 3.431

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	207.019	647.525	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1007.221	297.067	3636.639	1033.426
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	985.221	270.016	3533.239	898.417
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	945.796	385.685	3329.543	1872.340
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1484.779	306.394	4751.259	1106.538
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1331.931	279.343	4342.460	971.529
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1292.506	464.369	4138.764	2489.125

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

② 지반반력 산정

구 분	V(kN)	M(kN.m)	e(m)	Qmax(kN)	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)
COMB 1	1007.221	2603.212	0.315	230.329	116.989	201.017	154.117
COMB 2	985.221	2634.821	0.226	209.518	130.213	189.008	156.192
COMB 3	945.796	1457.202	1.359	409.245	0.000	276.435	63.939
COMB 4	1484.779	3644.721	0.445	373.916	138.076	312.923	215.334
COMB 5	1331.931	3370.931	0.369	317.337	141.950	271.978	199.404
COMB 6	1292.506	1649.639	1.624	675.126	0.000	410.643	0.000

註) B : 기초의 폭원 (5.800m), M = Mr-Mo, e = B/2 - M/V

- 하중의 작용위치가 저면 핵 내에 있는 경우 (사다리꼴 분포)

$$Q_{max} = \frac{V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right), Q_{min} = \frac{V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

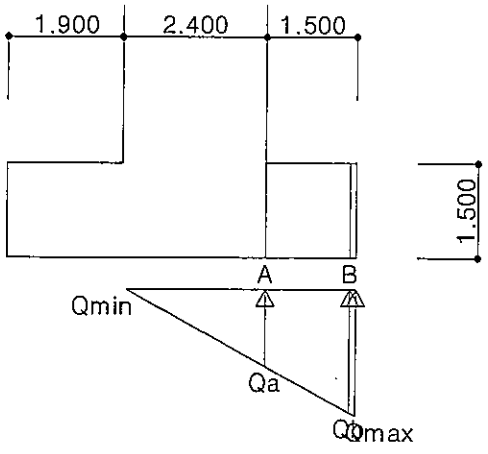
: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 큰 경우 => COMB 1,2,4,5

- 하중의 작용위치가 저면 핵 외에 있는 경우 (삼각형 분포)

$$Q_{max} = \frac{2V}{Lx}$$

: 저면반력의 작용폭(x = 3*[B/2-e])이 B보다 작은 경우 => COMB 3,6

④ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.100 x 25.000 = 3.750 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 kN.m

- 지반반력에 의한 단면력

Vb = Qb x 0.100 + (Qmax - Qb) / 2 x 0.100

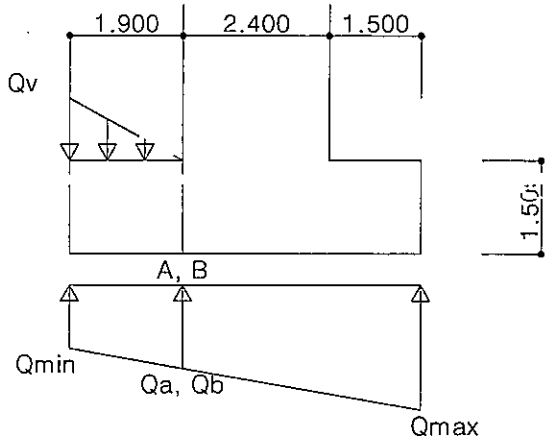
Ma = Qa x 1.500² / 2 + (Qmax - Qa) / 2 x 1.500² x 2/3

- 설계단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmax(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	230.329	201.017	228.374	22.935	248.128	19.185	205.940
COMB 2	209.518	189.008	208.151	20.883	228.017	17.133	185.829
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	373.916	312.923	369.850	37.188	397.784	33.438	355.596
COMB 5	317.337	271.978	314.313	31.583	339.995	27.833	297.807
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

⑤ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 지반반력에 의한 단면력

i) 사다리꼴 반력 분포시 : COMB 1,2,4,5,

Vb = Qmin x 1.900 + (Qb - Qmin) / 2 x 1.900

Ma = Qmin x 1.900² / 2 + (Qa - Qmin) / 2 x 1.900² / 3

ii) 삼각형 반력 분포시 : COMB 3,6,

Vb = (Qb - Qmin) / 2 x (χ - 3.900)

Ma = (Qa - Qmin) / 2 x (χ - 3.900)² / 3

여기서, 반력의 작용폭 χ = 3[B/2 - e]

- 계수단면력 산정

구 분	지반반력			지반반력에의한 단면력		계수단면력	
	Qmin(kN)	Qa(kN)	Qb(kN)	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	116.989	154.117	154.117	257.551	233.504	199.233	207.645
COMB 2	130.213	156.192	156.192	272.085	250.665	184.699	190.484
COMB 3	-	-	-	-	-	-	-
COMB 4	138.076	215.334	215.334	335.740	295.711	121.044	145.438
COMB 5	141.950	199.404	199.404	324.286	290.787	132.498	150.362
COMB 6	-	-	-	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMB 3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 355.596 x 1000000 / [2292.000 x (1400.000 - 196.513/3)]
= 116.259 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x2292.000)]
= 196.513 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 116.26) - 2.5 x 90.50 = 451.12 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 116.26) = 541.90 mm
Sa는 작은 값인 451.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 451.12 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 207.645 x 1000000 / [2292.000 x (1400.000 - 196.513/3)]
= 67.887 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x2292.000)]
= 196.513 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 67.89) - 2.5 x 90.50 = 933.76 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 67.89) = 928.01 mm
Sa는 작은 값인 928.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 928.01 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=8.482

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 647.525 x 1000000 / [4053.600 x (2300.000 - 334.021/3)]
= 72.986 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2300.0/(7x4053.600)]
= 334.021 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 72.99) - 2.5 x 87.50 = 860.23 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 72.99) = 863.18 ㎜

Sa는 작은 값인 860.23 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 860.23 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.271 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 70.455 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]
= 115.917 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.46) - 2.5 x 72.00 = 937.73 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 70.46) = 894.18 ㎜

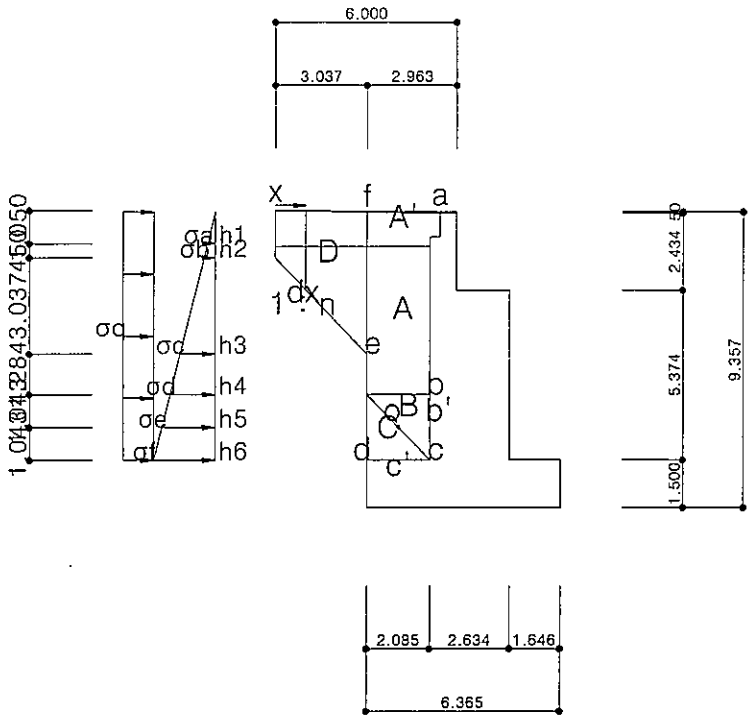
Sa는 작은 값인 894.18 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 894.18 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

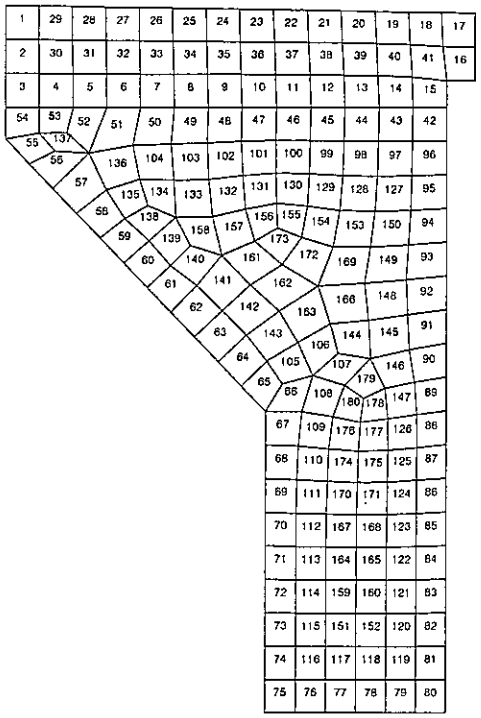


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	82.585	267.986	130.566	150.120	206.714
전단력(kN)	66.377	155.752	146.186	145.050	119.346

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	48.579	157.639	76.804	88.306	121.597
전단력(kN)	39.045	91.619	85.992	85.324	70.203

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	82.6	66.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 891.085 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.783]

1단 : D13 9.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00429

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 82.585 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.758]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 66.377 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	268.0	155.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 53.578) / 53.578 = 0.02052

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2622.619 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.181]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00737

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (420.00 - a/2) = 313.686 kN.m

≥ Mu (= 267.986 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.171]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 155.752 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	206.7	119.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 ㎜, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2295.659 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.349]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 ㎜

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 206.714 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.326]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 119.346 kN) , 전단보강 불필요.

④ B(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	130.6	146.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1246.301 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.839]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 130.566 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.805]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 146.186 kN) , 전단보강 불필요.

⑤ C(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	420.0	80.0	150.1	145.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (420.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1437.876 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.594]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00546

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (420.00 - a/2) = 235.623 kN.m

≥ Mu (= 150.120 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.570]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 420.00 = 274.343 kN

≥ Vu (= 145.050 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 48.579 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 89.081 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]
= 80.277 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.08) - 2.5 x 72.00 = 704.03 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.08) = 707.22 mm
Sa는 작은 값인 704.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 704.03 mm) ∴ O.K

② A(T=500 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 157.639 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]
= 133.372 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x3096.800)]
= 114.994 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.37) - 2.5 x 69.00 = 417.96 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.37) = 472.36 mm
Sa는 작은 값인 417.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 417.96 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 121.597 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 117.422 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 117.42) - 2.5 x 69.00 = 498.16 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 117.42) = 536.53 ㎜

Sa는 작은 값인 498.16 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 498.16 ㎜) ∴ O.K

④ B(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.804 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 86.748 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.75) - 2.5 x 70.50 = 731.55 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 86.75) = 726.24 ㎜

Sa는 작은 값인 726.24 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 726.24 ㎜) ∴ O.K

⑤ C(T=500 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 88.306 x 1000000 / [2292.000 x (420.000 - 101.150/3)]
= 99.740 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x2292.000)]
= 101.150 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.74) - 2.5 x 70.50 = 613.30 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.74) = 631.64 ㎜

Sa는 작은 값인 613.30 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 613.30 ㎜) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 12.129 = 8.491 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

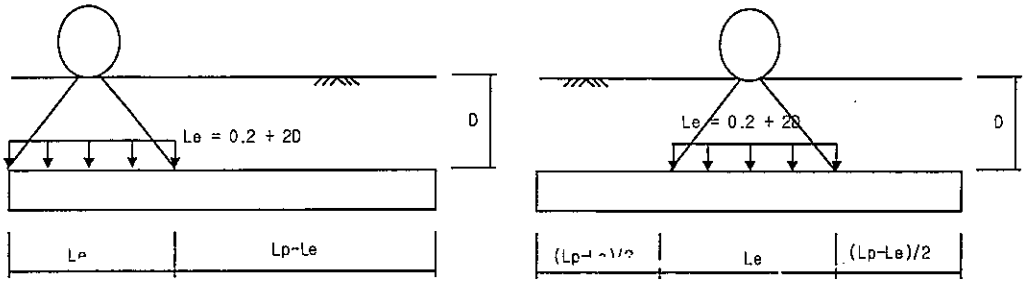
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 8.491 / 2 - 12.500 x 0. = 48.066 kN/m

Md = 12.500 x 8.491² / 8 = 112.638 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 8.491 x 0.400) / (2 x 8.491)

= 78.300 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.491/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 174.522 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 48.066 + 2.15 x 78.300

= 230.831 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 112.638 + 2.15 x 174.522

= 521.653 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	521.7	230.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4224.496 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.217]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 521.653 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.190]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 230.831 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4224.5 ㎟

필요 철근량 : 4224.5 x 0.248 = 1049.6 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 287.161 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 157.761 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]

= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

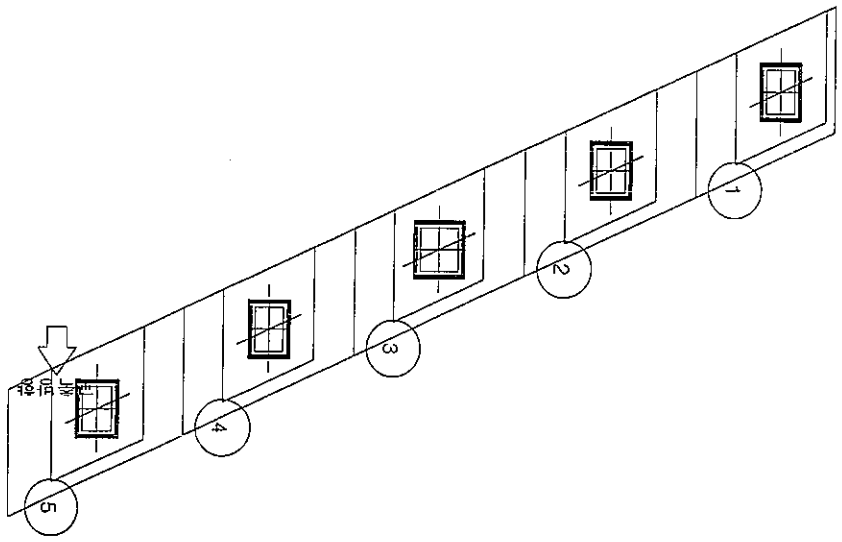
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.76) - 2.5 x 85.50 = 285.42 mm

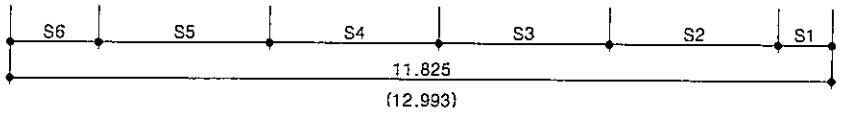
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.76) = 399.34 mm

Sa는 작은 값인 285.42 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 285.42 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토





1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.133 = 402.266 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	402.266	610.000	410.000	471.562	O.K
2	402.266	610.000	410.000	471.498	O.K
3	402.266	600.000	550.000	446.938	O.K
4	402.266	610.000	410.000	471.370	O.K
5	402.266	610.000	410.000	471.307	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 114.3° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 24.32°

N = (200 + 1.67 x L + 6.66 x H) x (1 + 0.000125 x θ^2) mm

= (200 + 1.67 x 80.890 + 6.66 x 8.063) x (1 + 0.000125 x 24.32^2)

= 417.530 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1756 - 80 - 50 = 1626 mm ≥ 418 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1185.867	O.K	258.822	226.825	O.K
SHOE 2	1750.000	1290.721	O.K	258.822	226.250	O.K
SHOE 3	1750.000	1272.837	O.K	258.822	225.862	O.K
SHOE 4	1750.000	1228.529	O.K	258.822	225.550	O.K
SHOE 5	1750.000	1226.727	O.K	258.822	225.312	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1185.867	170.545	152.105	1244.000	1395.700	
2	1290.721	170.113	153.036	1244.000	1749.600	
3	1272.837	169.821	181.713	1384.000	1744.600	
4	1228.529	169.586	153.778	1244.000	1749.600	
5	1226.727	169.408	154.070	1244.000	1773.850	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2390.612	4369.200	O.K	2474.798	4766.400	O.K
2	2498.576	4369.200	O.K	2741.199	4766.400	O.K
3	2490.446	4369.200	O.K	2855.099	4369.200	O.K
4	2429.321	4369.200	O.K	2663.227	4766.400	O.K
5	2426.226	4369.200	O.K	2662.766	4766.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1136.967	9135.600	O.K	1014.035	9135.600	O.K
2	1134.085	9135.600	O.K	1020.238	9135.600	O.K
3	1132.143	9135.600	O.K	1211.417	9135.600	O.K
4	1130.576	9135.600	O.K	1025.188	9135.600	O.K
5	1129.386	9135.600	O.K	1027.130	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 1

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1185.867 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 40.5

= 0.010113 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2396.500 x 0.010113

= 24.237 kN/m

Hx1 = 24.237 / 1.15 = 21.075 kN

Hx2 = 226.825 / 1.33 = 170.545 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 170.545 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 202.300 / 1.33 = 152.105 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 152.105 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 834.000 mm b2y = 700.700 mm

bcx = 2 x b2x = 1668.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 1571.400 mm < 5 x b1y = 2050.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 610.000/1668.000) x 1185.867 x 10^3 /150.000

= 1253.644 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 410.000/1571.400) x 1185.867 x 10^3 /150.000

= 1460.763 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 170.545 x 10^3 / 150.000

= 1136.967 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 152.105 x 10^3 / 150.000

= 1014.035 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 785.700 = 1395.700 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 410.000 + 834.000 = 1244.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1460.763 + 1014.035 = 2474.798 mm^2

  Bxo = 1395.700 mm 범위내에서 D16 - 24 EA

  As = 198.600 x 24 = 4766.400 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1253.644 + 1136.967 = 2390.612 mm^2

  Byo = 1244.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

  As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 1

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 152.105 x 10^3 / 150.000 = 1014.035 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 170.545 x 10^3 / 150.000 = 1136.967 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

종점 교대(오창방향)

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 말뚝 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 말 뚝 계 산
- 1) 설계조건
- 2) 말뚝도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 특성치 계산
- 4) 말뚝의 변위 및 부재력
- 5) 말뚝의 안정성 검토
- 3) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1586	828.175	O.K
	허용인발력(kN/EA)	86.184	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	119.692	O.K
	전단응력(MPa)	80	14.539	O.K
	수평변위(mm)	15	7.519	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	994.241	O.K
	허용인발력(kN/EA)	129.277	-	O.K
	휨응력(MPa)	210	134.785	O.K
	전단응력(MPa)	120	25.25	O.K
	수평변위(mm)	15	7.357	O.K

■ 단면 휨 설계

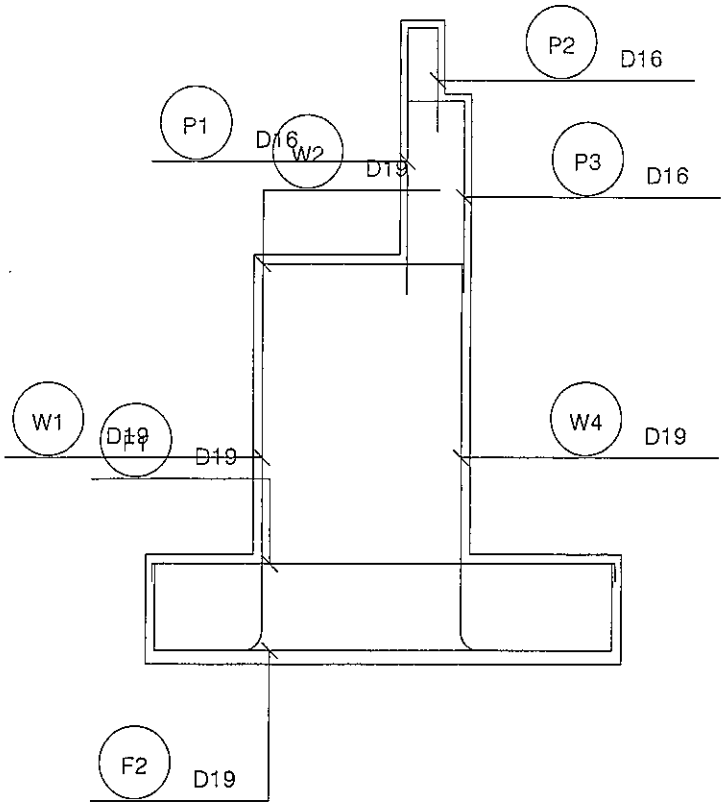
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1237.42	2292	328.449	603.833	1.838	O.K
후면저판		1200	100	407.893	2292	114.102	633.056	5.548	O.K
벽체 : H=5.780		2450	100	1053.51	2292	629.236	1363.631	2.167	O.K
흉벽		800	80	703.9	1588.8	128.307	286.971	2.237	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1313.65	2292	120.707	206.4	1.71	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2464.74	3096.8	221.157	274.202	1.24	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	1255.42	2292	115.101	206.4	1.787	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	3017.02	4053.6	267.589	351.648	1.314	O.K

■ 사용성 검토

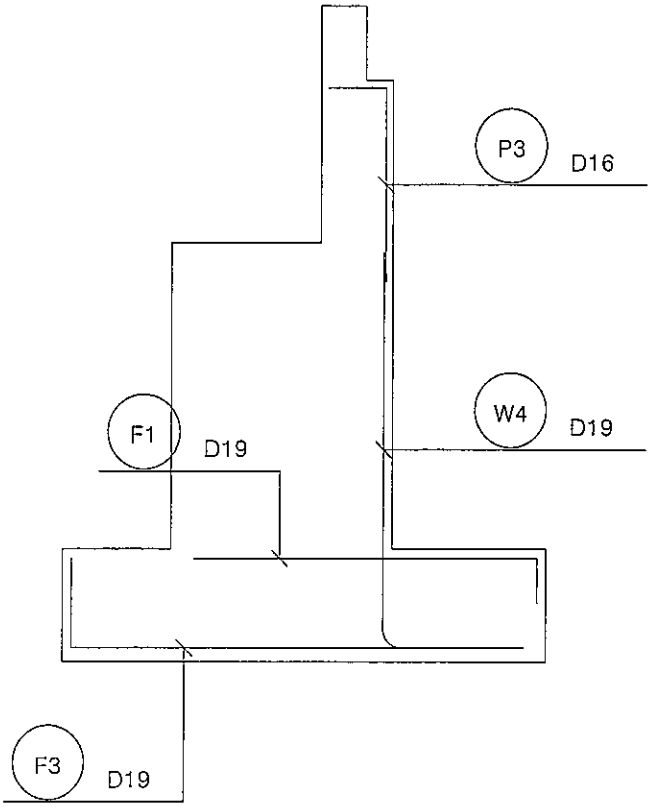
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		94.958	150	125	478.064	O.K
후면저판		31.976	150	125	1970.235	O.K
벽체 : H=5.780		44.786	150	125	1406.681	O.K
흉벽		69.72	150	125	903.62	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	91.482	150	125	684.574	O.K
	A(T=450 mm)	125.627	150	125	454.358	O.K
	B(T=450 mm)	87.531	150	125	719.743	O.K
	C(T=450 mm)	117.584	150	125	500.982	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

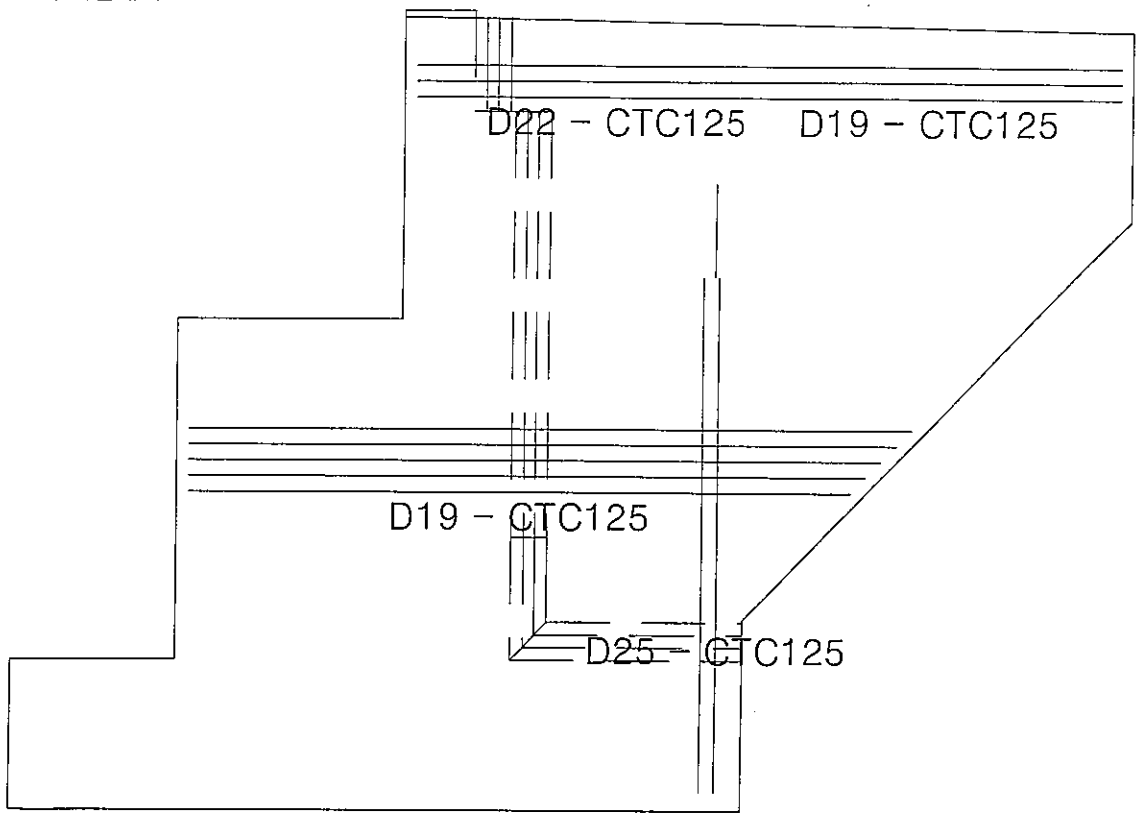


- ② Cycle (CTC = 250)



▣ 주철근 조립도

- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 13.401 M
(5) 교 대 총높이 : H = 6.980 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 117.887 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : qt = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 336.136 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 126.730 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 2.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 20.477 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.243 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

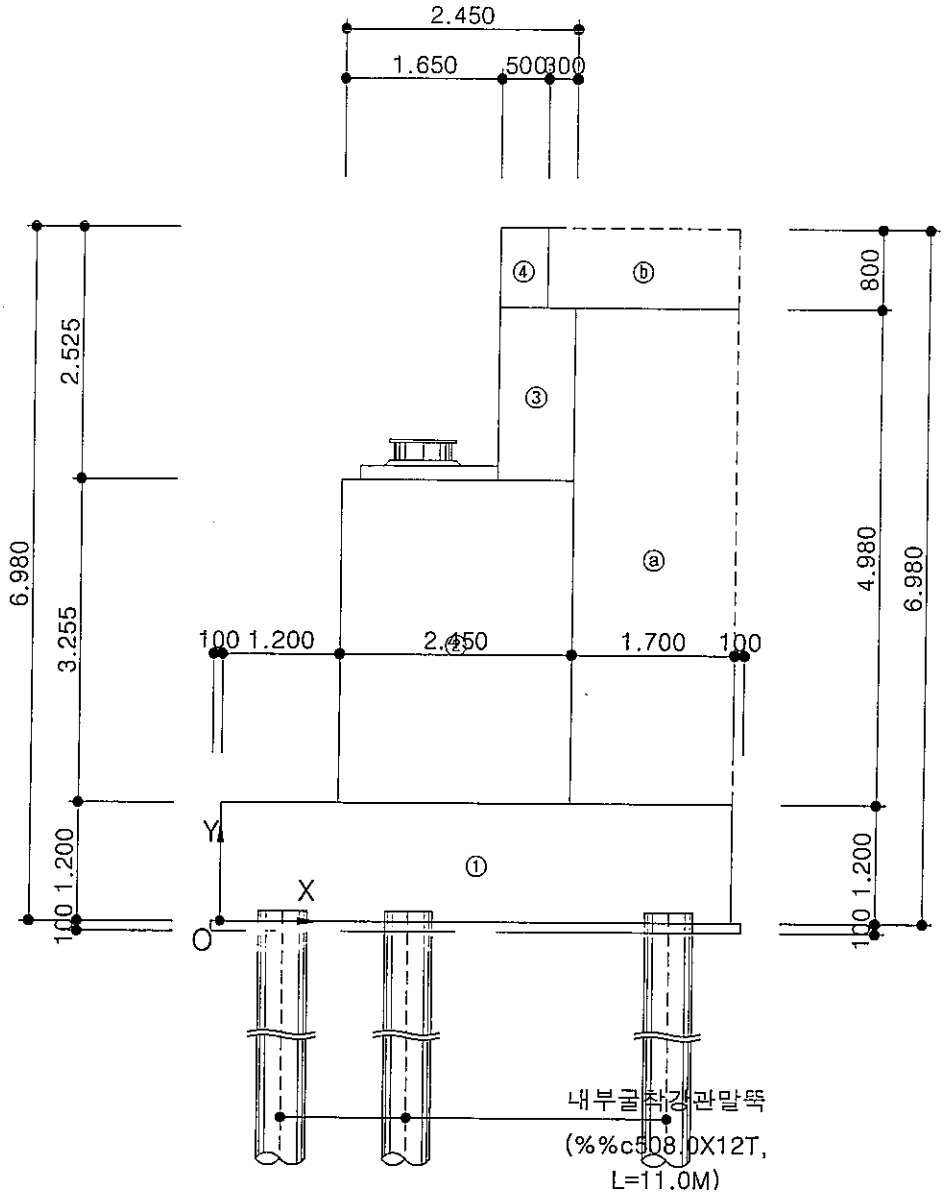
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



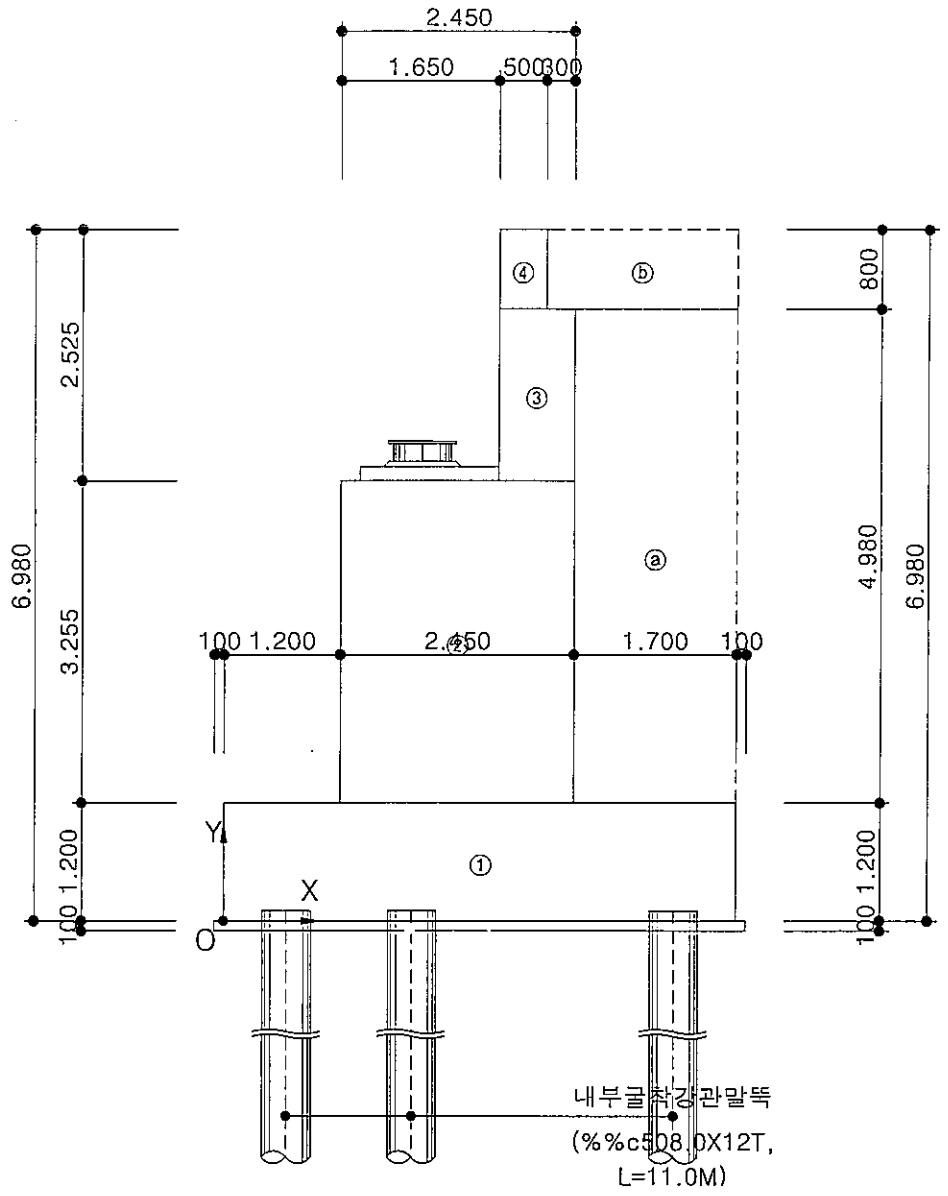
※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	778.614	878.344	905.491	934.310	1007.878	4504.637
활하중	223.485	295.664	369.047	409.884	400.255	1698.335

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	180.370	180.660	180.950	181.260	181.720	904.960
직각방향	163.910	163.670	163.470	163.000	162.060	816.110

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
고정하중	778.614	878.344	905.491	934.310	1007.878	4504.637
활하중	223.485	295.664	369.047	409.884	400.255	1698.335

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	계
교축방향	180.370	180.660	180.950	181.260	181.720	904.960
직각방향	163.910	163.670	163.470	163.000	162.060	816.110

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.350 × 1.200	= 6.420	25.000	160.500	12.358
	②	2.450 × 3.255	= 7.975	25.000	199.382	15.352
	③	0.800 × 1.725	= 1.380	25.000	34.504	2.657
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.175		404.386	31.138
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 4.980	= 8.467	20.000	169.334	13.039
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.067		201.334	15.503
총 계					605.720	46.640

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.675	0.600	429.337	7.415
	②	2.425	2.828	483.502	43.411
	③	3.250	5.318	112.138	14.128
	④	3.100	6.380	31.000	5.067
	소 계			1055.977	70.021
뒷채움재	ⓐ	4.500	3.690	762.004	48.116
	ⓑ	4.350	6.580	139.200	16.214
	소 계			901.204	64.330
총 계				1957.181	134.351

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1055.977 / 404.386 = 2.611 m
  Y = 70.021 / 31.138 = 2.249 m
- 뒷채움재 : X = 901.204 / 201.334 = 4.476 m
  Y = 64.330 / 15.503 = 4.150 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

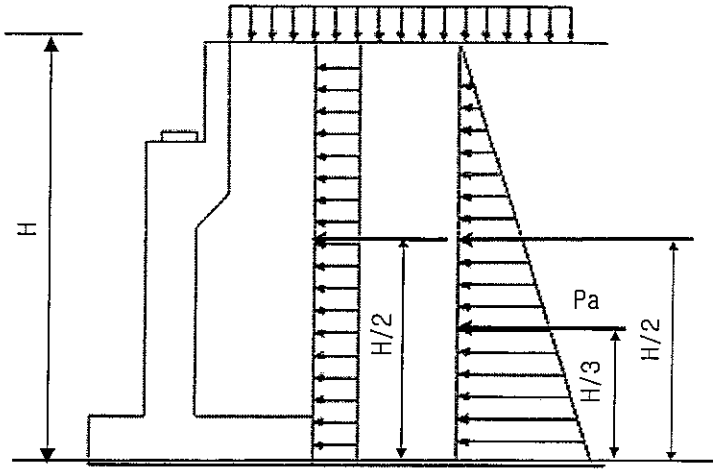
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.980 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.980^2 x cos(0.000)

= 132.048 kN

y = H / 3 = 2.327 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.980 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.980^2 x cos(0.000)

= 153.000 kN

y = H / 2 = 3.490 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.780 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.780^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 82.135 kN

y = H / 3 = 1.927 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.780 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.780^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 104.917 kN

y = H / 2 = 2.890 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 4504.637 ÷ (11.825 / sin117.887) = 336.136 kN/m

- 활하중반력

Rl = 1698.335 ÷ (11.825 / sin117.887) = 126.730 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.4$

$= 0.010109$ m

교량받침의 개수 : N = 5 EA

교대의 폭원 : B = 13.401 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2396.500 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2396.500 \times 0.010109 \times 5 / 13.401$

$= 9.039$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5
KH	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5	2396.5
δ(m)	0.06278	0.06286	0.06293	0.06301	0.06313

$Fm = 60.898 \times \cos117.9 + 754.186 \times \sin117.9 / 13.401$

$= 78.226$ kN/m

H1 = 816.110 ÷ (11.825 / sin117.9) = 60.898 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 904.960 ÷ (11.825 / sin117.9) = 67.528 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$R \times Kh \times \sin\theta \rightarrow H2$ (교축방향 수평력)

$R \times Kh \times \cos\theta \rightarrow H1$ (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 2.000 = 20.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 6.980 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 6.980 \times \cos0.000$

$= 18.917$ kN

$y = H / 2 = 3.490$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.780 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 5.780 \times \cos11.667$

$= 14.209$ kN

$y = H / 2 = 2.890$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	404.386	-	2.611	2.249	1055.977	-
2. 교대구체(지진시)	404.386	31.138	2.611	2.249	1055.977	70.022
3. 뒷채움재(평상시)	201.334	-	4.476	4.150	901.203	-
4. 뒷채움재(지진시)	201.334	15.503	4.476	4.150	901.203	64.331
5. 배면토압(평상시)	-	132.048	-	2.327	-	307.250
6. 배면토압(지진시)	-	153.000	-	3.490	-	534.002
7. 뒷채움 상재하중	20.000	18.917	4.350	3.490	87.000	66.024
8. 상부 고정하중반력	336.136	-	2.052	-	689.751	-
9. 상부 활하중반력	126.730	-	2.052	-	260.050	-
10. 교량받침마찰력	-	9.039	-	4.855	-	43.886
11. 상부관성력	-	78.226	-	4.855	-	379.805

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	625.720	150.965	2044.180	373.274
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	605.720	132.048	1957.180	307.250
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	605.720	199.641	1957.180	668.355
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1088.586	160.004	2993.981	417.160
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	941.856	141.087	2646.931	351.136
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	941.856	277.867	2646.931	1048.160

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(= 2.339) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	7.000	4.550	-
2 열	1.950	6.000	11.700	-
3 열	4.700	6.000	28.200	-
계	-	19.000	44.450	2.339

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	8385.274	2023.082	-0.331	-2775.526
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	8117.254	1769.575	-0.384	-3117.025
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	8117.254	2675.389	0.212	1720.858
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	14588.141	2144.214	-0.028	-408.468
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	12621.812	1890.707	-0.098	-1236.938
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	12621.812	3723.696	0.642	8103.203

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 13.401 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

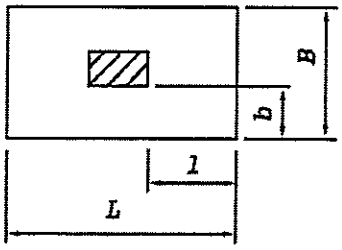
$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 168201.932 x 19 / (13.401 x 5.350) = 44574.470 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 13.401 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.350 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 19 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 44574.470) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.231$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 1.700) = 1.700
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.675, 뒷굽기준으로 검토

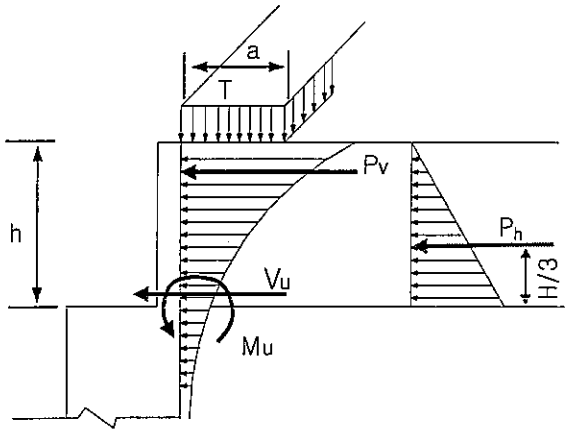


$\beta\lambda = 0.231 \times 1.700 = 0.393 \leq 1.0$, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka
= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)
= 114.60 x 0.251 x (2.525 - 0.36) = 62.281 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.525^2 x cos11.667 = 15.675 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.525 x 15.675 = 13.194 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 15.675 = 75.547 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 62.281 + 1.70 x 13.194 = 128.307 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.725 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.657 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.657 + 0.770 = 3.427 kN

Mw = 2.657 x 1.725/2 + 0.770 x (1.725 + 0.800/2) = 3.928 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.525^2 x cos0.000 = 20.023 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.525 x 20.023 = 25.280 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.427 + 1.00 x 20.023 = 23.449 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 3.928 + 1.00 x 25.280 = 29.208 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	75.547	128.307	
지진시	23.449	29.208	
설계단면력	75.547	128.307	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.780 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	18.779	2.134	-	1.000	18.779	40.070
2. 배면토압(평상시)	82.135	1.927	1.700	-	139.629	269.039
3. 배면토압(지진시)	104.917	2.890	-	1.000	104.917	303.232
4. 뒷채움 상재하중	14.209	2.890	1.700	-	24.155	69.814
5. 교량받침마찰력	9.039	3.655	1.300	-	11.751	42.951
6. 상부관성력	78.226	3.655	-	1.000	78.226	285.934

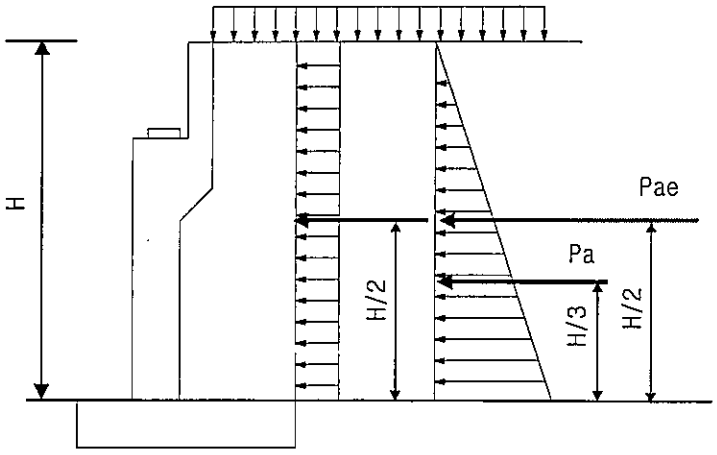
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 18.779 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 40.070 kN.m

y = Mo / Ho = 40.070 / 18.779 = 2.134



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.780 m)	175.535	381.804	
지진시(H = 5.780 m)	201.922	629.236	
설계단면력	201.922	629.236	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	404.386	-	2.611	2.249	1055.977	-
2. 교대구체(지진시)	404.386	31.138	2.611	2.249	1055.977	70.022
3. 뒷채움재(평상시)	201.334	-	4.476	4.150	901.203	-
4. 뒷채움재(지진시)	201.334	15.503	4.476	4.150	901.203	64.331
5. 배면토압(평상시)	-	132.048	-	2.327	-	307.250
6. 배면토압(지진시)	-	153.000	-	3.490	-	534.002
7. 토압의 연직분력	18.311	-	4.783	-	87.588	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	18.917	4.350	3.490	87.000	66.024
9. 상부 고정하중반력	336.136	-	2.052	-	689.751	-
10. 상부 활하중반력	126.730	-	2.052	-	260.050	-
11. 교량받침마찰력	-	9.039	-	4.855	-	43.886
12. 상부관성력	-	78.226	-	4.855	-	379.805

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	861.565	256.641	2880.284	634.566
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	818.565	224.482	2693.234	522.325
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	605.720	199.641	1957.180	668.355
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1571.011	268.391	4336.067	691.618
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1255.542	236.232	3589.910	579.377
COMB 6	고정하중+토압+지진하중!온도하중(2+4+6+	941.856	277.867	2646.931	1048.160

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.339) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

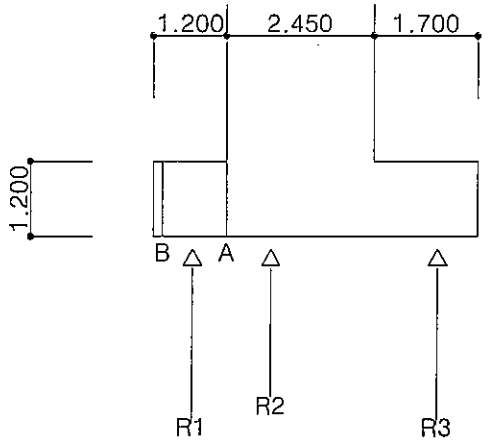
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	11545.829	3439.239	-0.267	-3082.736
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	10969.586	3008.278	-0.313	-3433.480
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	8117.254	2675.389	0.212	1720.858
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	21053.118	3596.710	0.020	421.062
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	16825.512	3165.749	-0.058	-975.880
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	12621.812	3723.696	0.642	8103.203

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(13.401 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본 / 13.401 (kN/m)
R2 = Ru2 x 6본 / 13.401 (kN/m)
R3 = Ru3 x 6본 / 13.401 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	635.000	613.970	741.630
COMB 2	580.140	577.990	726.540
COMB 3	548.760	455.240	352.450
COMB 4	1241.020	1138.710	1089.760
COMB 5	964.020	903.640	927.960
COMB 6	994.240	740.370	312.190

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

Ma = R1 x 0.550

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	182.427	5.850	154.347
COMB 2	0.000	166.667	5.850	138.587
COMB 3	0.000	157.652	4.500	136.052
COMB 4	0.000	356.529	5.850	328.449
COMB 5	0.000	276.951	5.850	248.871
COMB 6	0.000	285.632	4.500	264.032

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

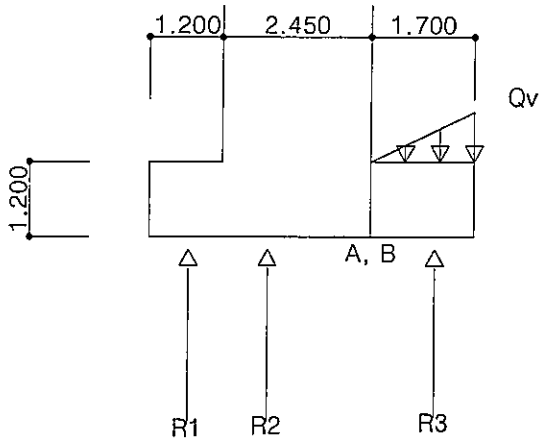
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본 / 13.401 (kN/m)

R2 = Ru2 x 6본 / 13.401 (kN/m)

R3 = Ru3 x 6본 / 13.401 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	511.800	585.570	569.500
COMB 2	470.560	552.730	573.440
COMB 3	480.740	439.560	257.420
COMB 4	1121.150	1111.080	922.290
COMB 5	855.200	878.560	775.920
COMB 6	916.320	722.400	203.320

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.700 x 25.000 = 51.000 kN

Ma = 1.200 x 1.700 x 25.000 x 1.700 / 2 = 43.350 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 201.334 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 201.334 kN

Ma = 201.334 x (4.476 - 3.650) = 166.334 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.700 = 17.000 kN

Ma = 10.000 x 1.700 x 1.700 / 2 = 14.450 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 5.780^2 x sin11.667

= 18.311 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 18.311 / 1.700

= 21.542 kN

Vb = 21.542 x 1.700 / 2 = 18.311 kN

Ma = 21.542 x 1.700 x 1.700 / 3 = 20.752 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 1.050

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	254.977	267.725	140.736	71.210
COMB 2	256.741	269.578	102.422	38.290
COMB 3	115.252	121.015	137.082	88.669
COMB 4	412.928	433.574	17.215	-94.639
COMB 5	347.395	364.765	11.768	-56.897
COMB 6	91.030	95.582	161.304	114.102

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	328.4	5.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1237.423 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.852]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1237.423 mm²

ρmin = Max(1237.423, 1800.000) / bd = 0.00171

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00218

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1050.00 - a/2) = 603.833 kN.m

≥ Mu (= 328.449 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.838]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1050.00 = 685.857 kN

≥ Vu (= 5.850 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 300 = 1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.0 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	114.1	161.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 407.893 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.619]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 407.893 mm²

ρmin = Max(407.893, 1800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00208

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100.00 - a/2) = 633.056 kN.m

≥ Mu (= 114.102 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.548]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 718.517 kN

≥ Vu (= 161.304 kN), 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

단, 단위면적당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : D16 - CTC 150

D16 - CTC 150 = 2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 2648.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - CTC 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=5.780

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2450.0	2350.0	100.0	629.2	201.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2350.00 - 39.654) / 39.654 = 0.17479

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1053.512 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.176]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00098

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (2350.00 - a/2) = 1363.631 kN.m

≥ Mu (= 629.236 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.167]

* 전단에 대한 검토 (d = 2350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2350.00 = 1535.014 kN

≥ Vu (= 201.922 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2450.0 x 1000.0 = 3675.000 ㎟ < 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	128.3	75.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 703.900 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.257]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 128.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.237]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 75.547 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1910.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.525 - 0.36) = 62.281 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.525^2 x cos11.667 = 15.675 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.525 x 15.675 = 13.194 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 15.675 = 44.439 kN

Ms = 62.281 + 13.194 = 75.475 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.780 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	18.779	2.134	-	1.000	18.779	40.070
2. 배면토압(평상시)	82.135	1.927	1.000	-	82.135	158.258
3. 배면토압(지진시)	104.917	2.890	-	1.000	104.917	303.232
4. 뒷채움 상재하중	14.209	2.890	1.000	-	14.209	41.067
5. 교량받침마찰력	9.039	3.655	1.000	-	9.039	33.040
6. 상부관성력	78.226	3.655	-	1.000	78.226	285.934

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 18.779 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 40.070 kN.m

y = Mo / Ho = 40.070 / 18.779 = 2.134

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	105.383	232.365	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	644.031	150.965	2131.767	373.274
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	624.031	132.048	2044.767	307.250
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	605.720	199.641	1957.180	668.354
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1106.897	160.004	3081.568	417.161
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	960.167	141.087	2734.518	351.136
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	941.856	277.867	2646.931	1048.159

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.339) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

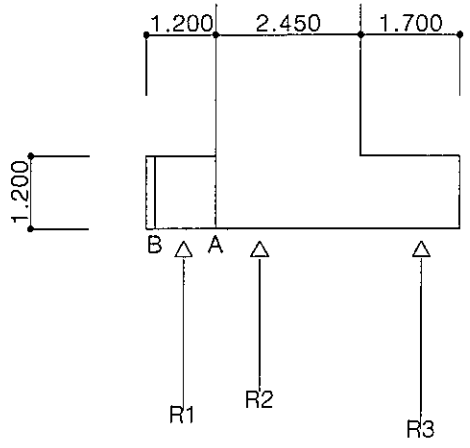
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	8630.659	2023.082	-0.391	-3374.588
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	8362.639	1769.575	-0.445	-3721.375
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	8117.254	2675.389	0.212	1720.858
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	14833.527	2144.214	-0.068	-1008.680
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	12807.138	1890.707	-0.143	-1840.009
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	12621.812	3723.696	0.642	8103.203

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(13.401 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본 / 13.401 (kN/m)
R2 = Ru2 x 6본 / 13.401 (kN/m)
R3 = Ru3 x 6본 / 13.401 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	429.850	438.680	561.940
COMB 2	397.440	420.360	562.670
COMB 3	548.760	455.240	352.450
COMB 4	828.170	781.720	785.550
COMB 5	692.440	670.790	718.060
COMB 6	994.240	740.370	312.190

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

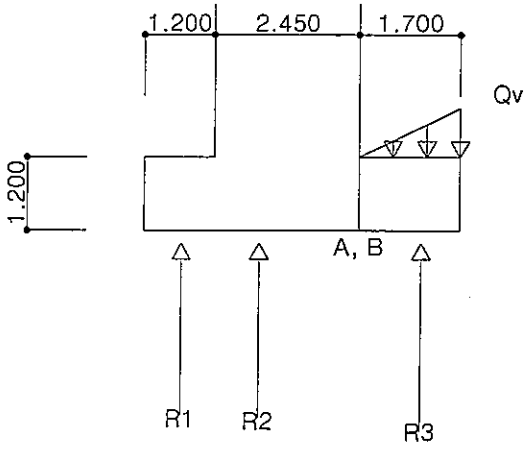
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	123.490	4.500	101.890
COMB 2	0.000	114.179	4.500	92.579
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	237.923	4.500	216.323
COMB 5	0.000	198.929	4.500	177.329
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본 / 13.401 (kN/m)

R2 = Ru2 x 6본 / 13.401 (kN/m)

R3 = Ru3 x 6본 / 13.401 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	355.010	421.430	457.370
COMB 2	330.280	404.880	468.840
COMB 3	480.740	439.560	257.420
COMB 4	755.090	764.870	683.440
COMB 5	625.840	655.440	625.000
COMB 6	916.320	722.400	203.320

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 1.050

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	204.774	215.012	82.871	29.874
COMB 2	209.909	220.405	60.736	10.032
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	305.990	321.289	18.345	-76.403
COMB 5	279.825	293.816	9.180	-63.380
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 216.323 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 94.958 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x2292.000)]
= 168.211 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 19/2 = 140.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.96) - 2.5 x 140.50 = 478.06 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 94.96) = 663.45 mm
Sa는 작은 값인 478.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 478.06 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.403 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 31.976 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2292.000)]
= 172.514 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 31.98) - 2.5 x 90.50 = 2236.54 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 31.98) = 1970.24 mm
Sa는 작은 값인 1970.24 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1970.24 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.780

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 232.365 x 1000000 / [2292.000 x (2350.000 - 259.027/3)]
= 44.786 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2350.0/(7x2292.000)]
= 259.027 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 44.79) - 2.5 x 90.50 = 1532.10 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 44.79) = 1406.68 ㎜

Sa는 작은 값인 1406.68 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1406.68 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 75.475 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 69.720 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]

= 115.917 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.72) - 2.5 x 72.00 = 949.52 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.72) = 903.62 ㎜

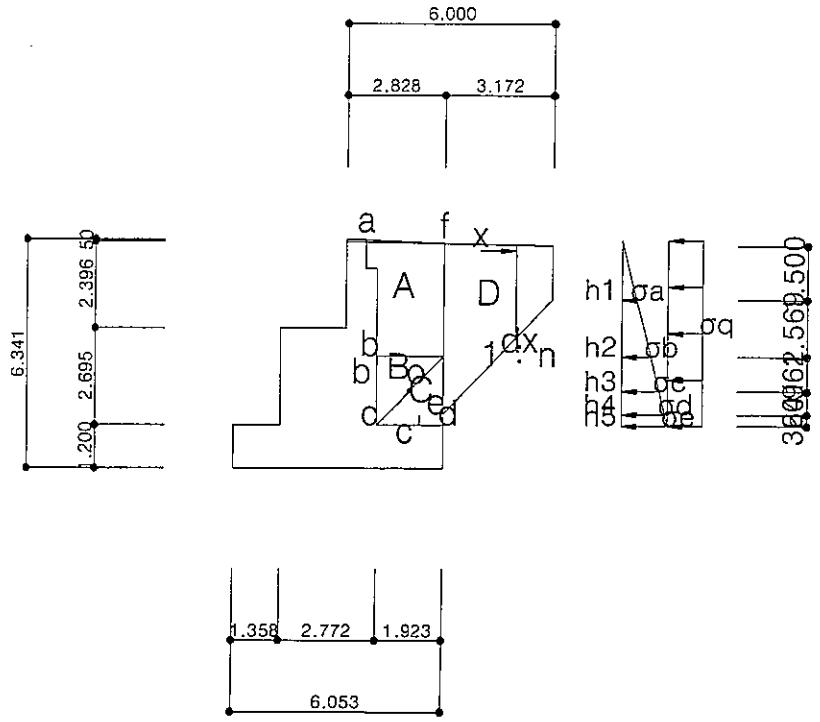
Sa는 작은 값인 903.62 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 903.62 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

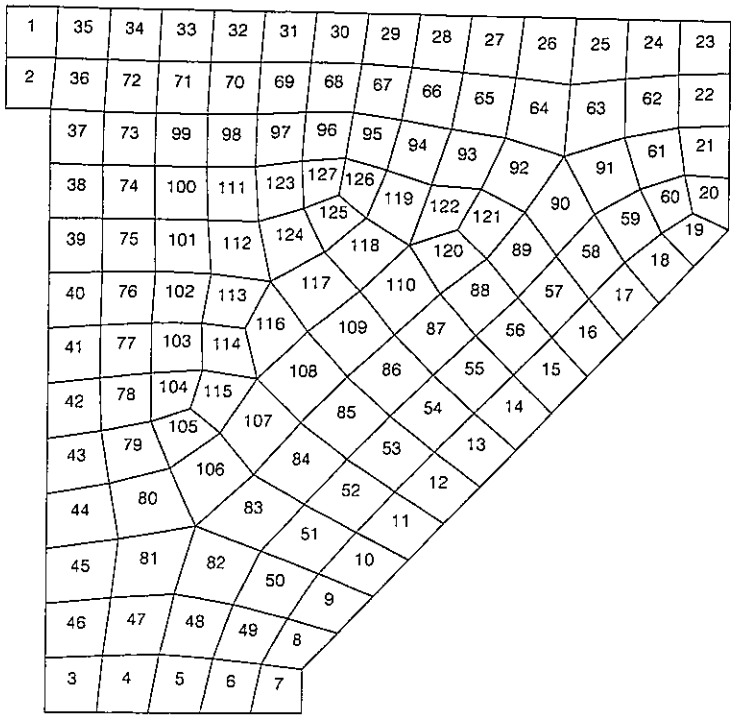


U = 1.700 · H + 1.700 · L

전지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	120.707	221.157	115.494	267.589
전단력(kN)	83.123	110.929	127.581	223.413

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	71.004	130.093	67.938	157.405
전단력(kN)	48.896	65.252	75.047	131.420

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	120.7	83.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1313.649 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.745]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 120.707 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.710]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 83.123 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	221.2	110.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2464.737 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.256]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 221.157 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.240]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 110.929 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	115.5	127.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1255.424 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.826]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 115.494 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.787]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 127.581 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	267.6	223.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 300.00 = 1216080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 59.612 mm, c = 59.612 / β1 = 59.612 / 0.85 = 70.131 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 70.131) / 70.131 = 0.01283

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3017.020 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.344]

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.01096

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 59.612 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 351.648 kN.m

≥ Mu (= 267.589 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.314]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 223.413 kN), 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 71.004 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 91.482 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 91.48) - 2.5 x 70.50 = 684.57 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 91.48) = 688.66 mm
Sa는 작은 값인 684.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 684.57 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.093 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 125.627 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 125.63) - 2.5 x 69.00 = 454.36 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 125.63) = 501.49 mm
Sa는 작은 값인 454.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 454.36 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.938 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 87.531 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 87.53) - 2.5 x 70.50 = 723.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.53) = 719.74 mm

Sa는 작은 값인 719.74 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 719.74 mm) ∴ O.K

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 157.405 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]
= 117.584 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x4053.600)]
= 119.283 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 117.58) - 2.5 x 67.50 = 500.98 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 117.58) = 535.79 mm

Sa는 작은 값인 500.98 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 500.98 mm) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

9.1 접속슬래브 검토(좌측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 13.009 = 9.106 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

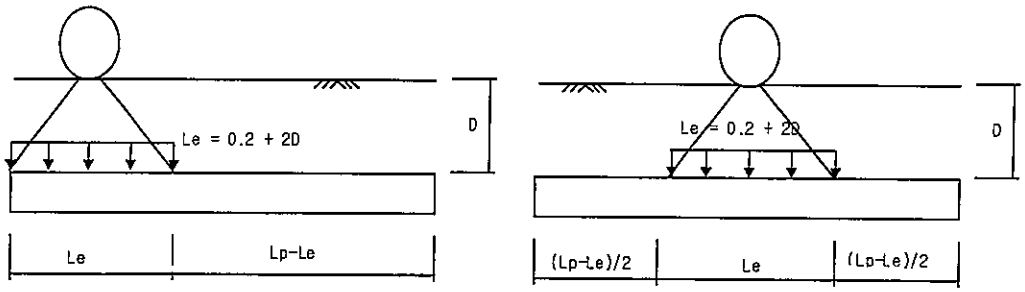
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 9.106 / 2 - 12.500 x 0. = 51.914 kN/m

Md = 12.500 x 9.106^2 / 8 = 129.566 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le^2 + 2 x Ps x Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200^2 + 2 x 416.000 x 9.106 x 0.400) / (2 x 9.106)

= 78.632 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 9.106/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 187.328 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 51.914 + 2.15 x 78.632

= 236.546 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 129.566 + 2.15 x 187.328

= 571.191 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	571.2	236.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4676.371 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.099]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 571.191 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.087]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 236.546 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(9.106) = 18.23% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4676.4 ㎟

필요 철근량 : 4676.4 x 0.182 = 852.3 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 316.894 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 174.096 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]

= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

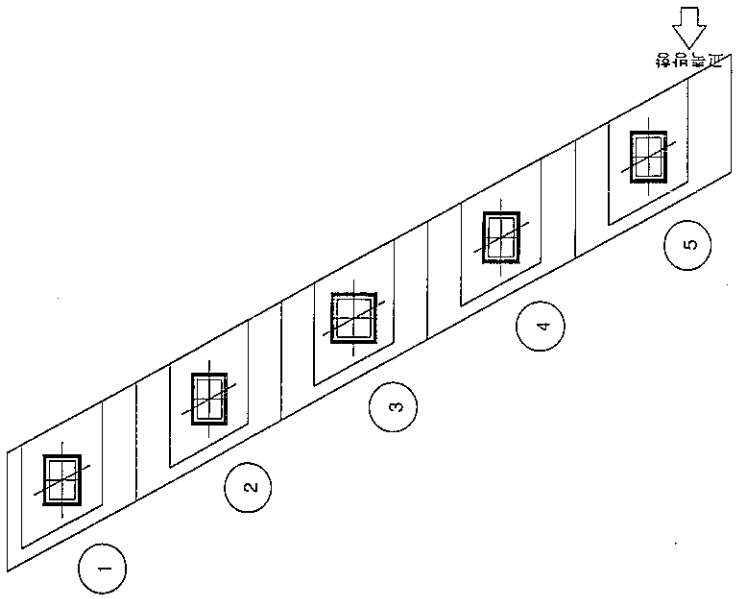
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.10) - 2.5 x 85.50 = 238.59 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 174.10) = 361.87 mm

Sa는 작은 값인 238.59 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 238.59 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.437 = 402.184 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	402.184	610.000	410.000	486.544	O.K
2	402.184	610.000	410.000	486.498	O.K
3	402.184	600.000	550.000	457.990	O.K
4	402.184	610.000	410.000	487.406	O.K
5	402.184	610.000	410.000	487.360	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 117.9° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 27.89°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \Theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 80.890 + 6.66 \times 8.063) \times (1 + 0.000125 \times 27.89^2)$

= 426.580 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1867 - 80 - 50 = 1737 mm ≥ 427 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1002.099	O.K	258.822	225.462	O.K
SHOE 2	1750.000	1174.008	O.K	258.822	225.825	O.K
SHOE 3	1750.000	1274.538	O.K	258.822	226.188	O.K
SHOE 4	1750.000	1344.194	O.K	258.822	226.575	O.K
SHOE 5	1750.000	1408.133	O.K	258.822	227.150	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(㎜)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1002.099	169.521	154.051	1262.000	1495.700	
2	1174.008	169.793	153.825	1262.000	1756.075	
3	1274.538	170.066	181.639	1402.000	1751.075	
4	1344.194	170.357	153.195	1263.000	1757.075	
5	1408.133	170.789	152.312	1263.000	1835.050	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2202.415	4369.200	O.K	2310.601	4766.400	O.K
2	2388.180	4369.200	O.K	2500.845	4766.400	O.K
3	2510.034	4369.200	O.K	2847.601	4766.400	O.K
4	2574.984	4369.200	O.K	2813.562	4766.400	O.K
5	2646.328	4369.200	O.K	2892.924	4766.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1130.138	9135.600	O.K	1027.005	9135.600	O.K
2	1131.955	9135.600	O.K	1025.501	9135.600	O.K
3	1133.772	9135.600	O.K	1210.926	9135.600	O.K
4	1135.714	9135.600	O.K	1021.303	9135.600	O.K
5	1138.596	9135.600	O.K	1015.414	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1408.133 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 40.4

= 0.010109 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2396.500 x 0.010109

= 24.227 kN/m

Hx1 = 24.227 / 1.15 = 21.067 kN

Hx2 = 227.150 / 1.33 = 170.789 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 170.789 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 202.575 / 1.33 = 152.312 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 152.312 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 610.000 mm b1y = 410.000 mm

b2x = 853.000 mm b2y = 1354.100 mm

bcx = 2 x b2x = 1706.000 mm < 5 x b1x = 3050.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2708.200 mm > 5 x b1y = 2050.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 610.000/1706.000) x 1408.133 x 10^3 /150.000

= 1507.731 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 410.000/2050.000) x 1408.133 x 10^3 /150.000

= 1877.511 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 170.789 x 10^3 / 150.000

= 1138.596 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 152.312 x 10^3 / 150.000

= 1015.414 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 610.000 + 1354.100 = 1964.100 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 853.000 mm가 Bxo/2 = 982.050 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 853.000 + (610.000+1354.100)/2 = 1835.050 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 410.000 + 853.000 = 1263.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1877.511 + 1015.414 = 2892.924 mm^2

Bxo = 1835.050 mm 범위내에서 D16 - 24 EA

As = 198.600 x 24 = 4766.400 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1507.731 + 1138.596 = 2646.328 mm^2

Byo = 1263.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 152.312 x 10^3 / 150.000 = 1015.414 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 170.789 x 10^3 / 150.000 = 1138.596 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(㎜)	두께(㎜)	부식두께(㎜)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	10.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100㎜는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736\ m^4$

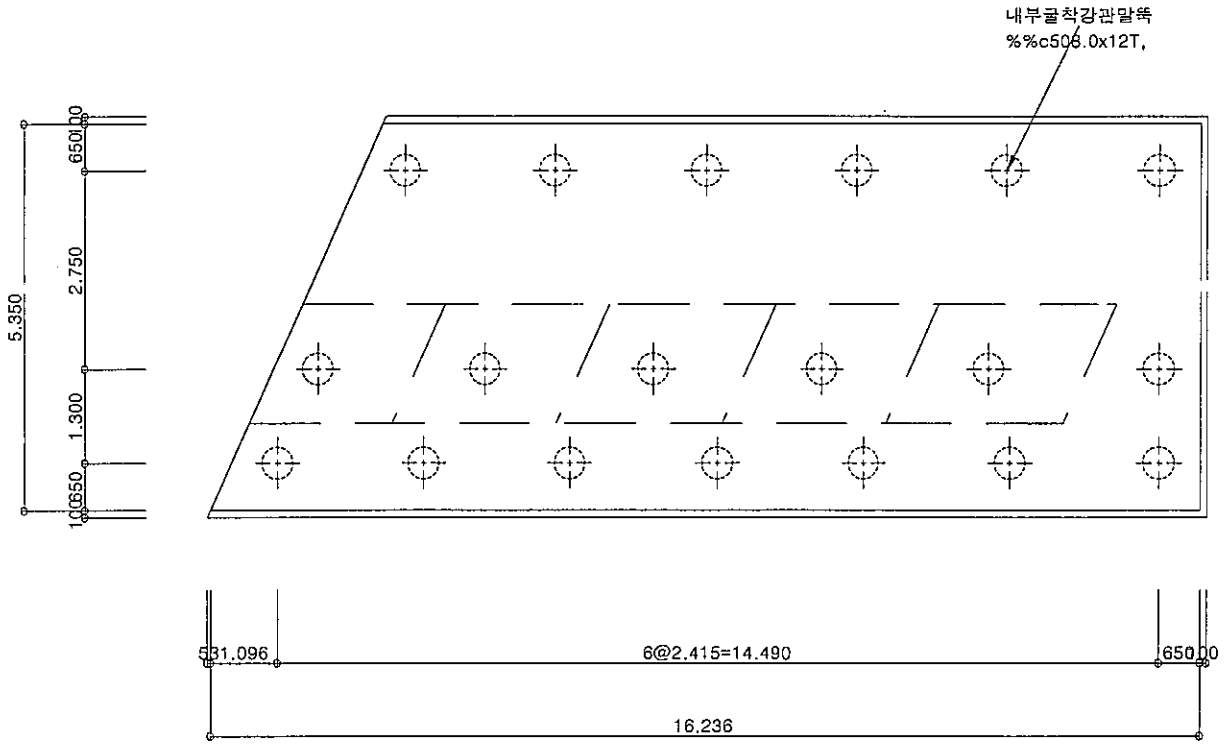
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	8385.274	2023.082	-2775.526	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	8117.254	1769.575	-3117.025	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	8117.254	2675.389	1720.858	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	14588.141	2144.214	-408.468	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	12621.812	1890.707	-1236.938	하중+토압+온도하중(1+3+5+8
	COMBO 6	12621.812	3723.696	8103.203	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	11545.829	3439.239	-3082.736	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	10969.586	3008.278	-3433.480	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	8117.254	2675.389	1720.858	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	21053.118	3596.710	421.062	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	16825.512	3165.749	-975.880	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	12621.812	3723.696	8103.203	+토압+지진하중+온도하중(2+4

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = π/4 x (0.504² - 0.484²) = 0.0155 m² ; 말뚝의 순단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.576

Kv = a x Ap x Ep / L = 168201.932 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 2000 x N = 2000 x 10 = 20000 kN/m²

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	2.032	45177.98
2.032	2.316	26782.43
2.316	2.345	25501.25
2.345	2.347	25384.33
2.347	2.348	25373.39
2.348	2.348	25372.37
2.348	2.348	25372.27

Kh = 25372.26 kN/m³

β = 0.426 m-1

βL = 0.426 x 10.9000 = 4.643 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.709	90355.95
1.709	1.916	57161.22
1.916	1.937	54759.42
1.937	1.939	54539.49
1.939	1.939	54518.91
1.939	1.939	54516.99
1.939	1.939	54516.81

Kh = 54516.79 kN/m³

β = 0.516 m-1

βL = 0.516 x 10.9000 = 5.622 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	30019.293	53275.647	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	35235.558	51649.564	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	35235.558	51649.564	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	82716.439	100146.226	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	570366.6	1012237.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-669475.6	-981341.7
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	3195836.7	3195836.7
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i + K_2 \sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	10708828.2	11039994.1
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0034996	0.0026238	-0.0000404	COMBO 1	0.0061427	0.0036128	0.0000962
COMBO 2	0.0029795	0.0025399	-0.0001048	COMBO 2	0.0052858	0.0034325	0.0000098
COMBO 3	0.0030577	0.0025399	0.0004277	COMBO 3	0.0030577	0.0025399	0.0004277
COMBO 4	0.0040087	0.0045647	0.0002125	COMBO 4	0.0068551	0.0065877	0.0004679
COMBO 5	0.0034311	0.0039495	0.0000990	COMBO 5	0.0058745	0.0052648	0.0002761
COMBO 6	0.0048043	0.0039495	0.0011610	COMBO 6	0.0048043	0.0039495	0.0011610

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.804 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0034996	0.0025556	-0.0000404	429.849	106.478	-126.651
	2	0.0034996	0.0026081	-0.0000404	438.683	106.478	-126.651
	3	0.0034996	0.0027192	-0.0000404	457.371	106.478	-126.651
COMBO 2	1	0.0029795	0.0023629	-0.0001048	397.442	93.136	-113.654
	2	0.0029795	0.0024991	-0.0001048	420.358	93.136	-113.654
	3	0.0029795	0.0027873	-0.0001048	468.835	93.136	-113.654
COMBO 3	1	0.0030577	0.0032625	0.0004277	548.756	140.810	-115.097
	2	0.0030577	0.0027065	0.0004277	455.241	140.810	-115.097
	3	0.0030577	0.0015304	0.0004277	257.420	140.810	-115.097
COMBO 4	1	0.0040087	0.0049237	0.0002125	828.175	112.853	-123.676
	2	0.0040087	0.0046475	0.0002125	781.716	112.853	-123.676
	3	0.0040087	0.0040632	0.0002125	683.437	112.853	-123.676
COMBO 5	1	0.0034311	0.0041167	0.0000990	692.437	99.511	-112.708
	2	0.0034311	0.0039880	0.0000990	670.731	99.511	-112.708
	3	0.0034311	0.0037158	0.0000990	625.001	99.511	-112.708
COMBO 6	1	0.0048043	0.0059110	0.0011610	994.241	195.984	-131.865
	2	0.0048043	0.0044016	0.0011610	740.366	195.984	-131.865
	3	0.0048043	0.0012088	0.0011610	203.322	195.984	-131.865

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0061427	0.0037752	0.0000962	634.999	181.013	-208.489
	2	0.0061427	0.0036502	0.0000962	613.974	181.013	-208.489
	3	0.0061427	0.0033858	0.0000962	569.499	181.013	-208.489
COMBO 2	1	0.0052858	0.0034491	0.0000098	580.140	158.330	-185.436
	2	0.0052858	0.0034363	0.0000098	577.990	158.330	-185.436
	3	0.0052858	0.0034093	0.0000098	573.444	158.330	-185.436
COMBO 3	1	0.0030577	0.0032625	0.0004277	548.756	140.810	-115.097
	2	0.0030577	0.0027065	0.0004277	455.241	140.810	-115.097
	3	0.0030577	0.0015304	0.0004277	257.420	140.810	-115.097
COMBO 4	1	0.0068551	0.0073781	0.0004679	1241.017	189.301	-202.844
	2	0.0068551	0.0067699	0.0004679	1138.710	189.301	-202.844
	3	0.0068551	0.0054832	0.0004679	922.291	189.301	-202.844
COMBO 5	1	0.0058745	0.0057313	0.0002761	964.020	166.618	-184.151
	2	0.0058745	0.0053724	0.0002761	903.642	166.618	-184.151
	3	0.0058745	0.0046130	0.0002761	775.920	166.618	-184.151
COMBO 6	1	0.0048043	0.0059110	0.0011610	994.241	195.984	-131.865
	2	0.0048043	0.0044016	0.0011610	740.366	195.984	-131.865
	3	0.0048043	0.0012088	0.0011610	203.322	195.984	-131.865

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.689	0	429.849	106.478	-126.651	7
	2	0.389	0	438.683	106.478	-126.651	6
	3	-2.361	0	457.371	106.478	-126.651	6
	계			8385.274	2023.082	-2775.526	19
COMBO 2	1	1.689	0	397.442	93.136	-113.654	7
	2	0.389	0	420.358	93.136	-113.654	6
	3	-2.361	0	468.835	93.136	-113.654	6
	계			8117.254	1769.575	-3117.025	19
COMBO 3	1	1.689	0	548.756	140.810	-115.097	7
	2	0.389	0	455.241	140.810	-115.097	6
	3	-2.361	0	257.420	140.810	-115.097	6
	계			8117.254	2675.389	1720.858	19
COMBO 4	1	1.689	0	828.175	112.853	-123.676	7
	2	0.389	0	781.716	112.853	-123.676	6
	3	-2.361	0	683.437	112.853	-123.676	6
	계			14588.141	2144.214	-408.468	19
COMBO 5	1	1.689	0	692.437	99.511	-112.708	7
	2	0.389	0	670.791	99.511	-112.708	6
	3	-2.361	0	625.001	99.511	-112.708	6
	계			12621.812	1890.707	-1236.938	19
COMBO 6	1	1.689	0	994.241	195.984	-131.865	7
	2	0.389	0	740.366	195.984	-131.865	6
	3	-2.361	0	203.322	195.984	-131.865	6
	계			12621.812	3723.696	8103.203	19

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.689	0	634.999	181.013	-208.489	7
	2	0.389	0	613.974	181.013	-208.489	6
	3	-2.361	0	569.499	181.013	-208.489	6
	계			11545.829	3439.239	-3082.736	19
COMBO 2	1	1.689	0	580.140	158.330	-185.436	7
	2	0.389	0	577.990	158.330	-185.436	6
	3	-2.361	0	573.444	158.330	-185.436	6
	계			10969.586	3008.278	-3433.480	19
COMBO 3	1	1.689	0	548.756	140.810	-115.097	7
	2	0.389	0	455.241	140.810	-115.097	6
	3	-2.361	0	257.420	140.810	-115.097	6
	계			8117.254	2675.389	1720.858	19
COMBO 4	1	1.689	0	1241.017	189.301	-202.844	7
	2	0.389	0	1138.710	189.301	-202.844	6
	3	-2.361	0	922.291	189.301	-202.844	6
	계			21053.118	3596.710	421.062	19
COMBO 5	1	1.689	0	964.020	166.618	-184.151	7
	2	0.389	0	903.642	166.618	-184.151	6
	3	-2.361	0	775.920	166.618	-184.151	6
	계			16825.512	3165.749	-975.880	19
COMBO 6	1	1.689	0	994.241	195.984	-131.865	7
	2	0.389	0	740.366	195.984	-131.865	6
	3	-2.361	0	203.322	195.984	-131.865	6
	계			12621.812	3723.696	8103.203	19

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

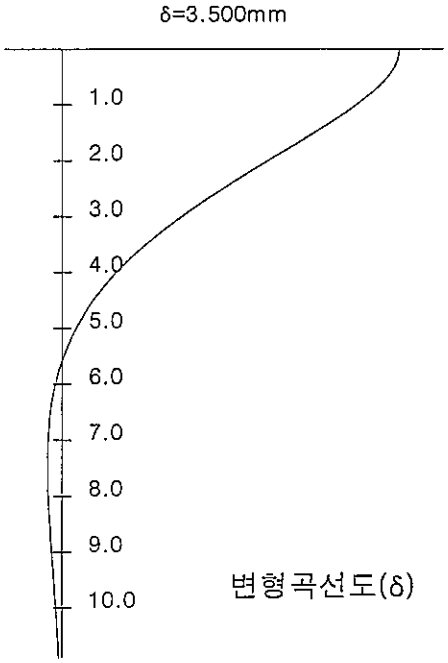
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

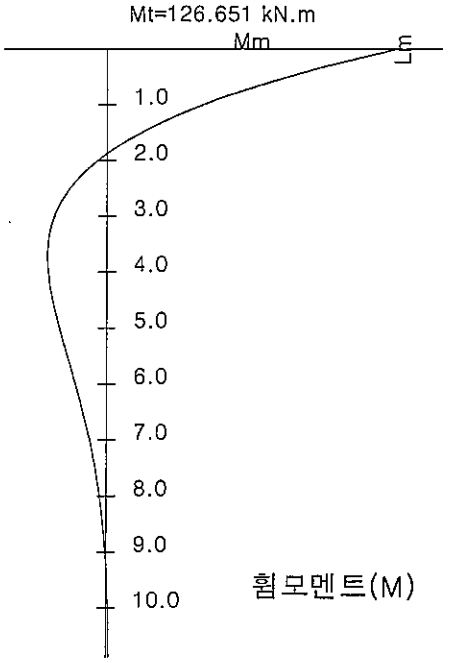
- 최대모멘트 및 깊이 : 126.651 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.500 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.500 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	126.651	-106.478	3.500	
0.727	60.954	-74.736	3.249	
1.453	17.009	-47.136	2.658	
2.180	-9.044	-25.646	1.965	
2.907	-21.801	-10.469	1.316	
3.633	-25.603	-0.825	0.782	
4.360	-24.050	4.484	0.384	
5.087	-19.832	6.711	0.116	
5.813	-14.772	6.967	-0.045	
6.540	-9.970	6.125	-0.125	
7.267	-5.983	4.810	-0.151	
7.993	-2.994	3.426	-0.143	
8.720	-0.964	2.199	-0.119	
9.447	0.264	1.229	-0.089	
10.173	0.889	0.534	-0.061	
10.900	1.100	0.085	-0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

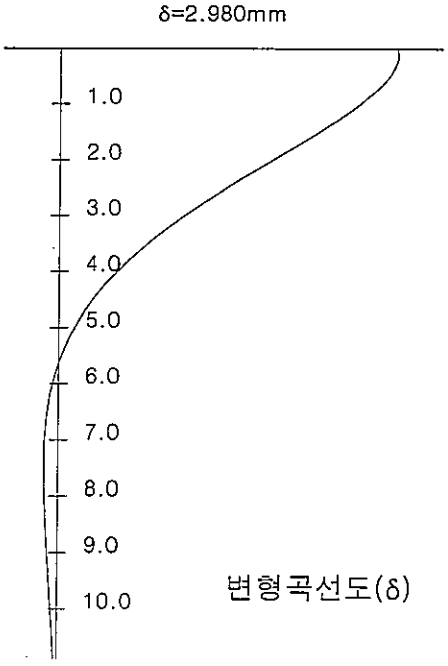
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

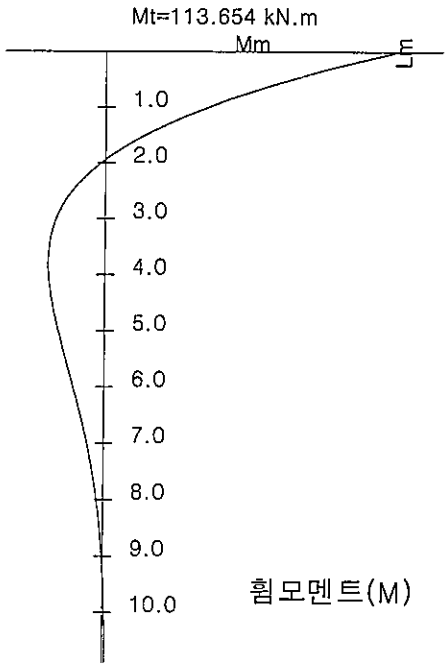
- 최대모멘트 및 깊이 : 113.654 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.980 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.980 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	113.654	-93.136	2.980	
0.727	55.966	-65.918	2.803	
1.453	17.035	-41.994	2.314	
2.180	-6.322	-23.207	1.726	
2.907	-18.010	-9.828	1.166	
3.633	-21.770	-1.242	0.701	
4.360	-20.733	3.555	0.352	
5.087	-17.259	5.638	0.114	
5.813	-12.962	5.967	-0.030	
6.540	-8.825	5.305	-0.103	
7.267	-5.357	4.203	-0.128	
7.993	-2.736	3.018	-0.123	
8.720	-0.940	1.956	-0.104	
9.447	0.159	1.109	-0.078	
10.173	0.728	0.497	-0.054	
10.900	0.933	0.097	-0.033	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉢ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

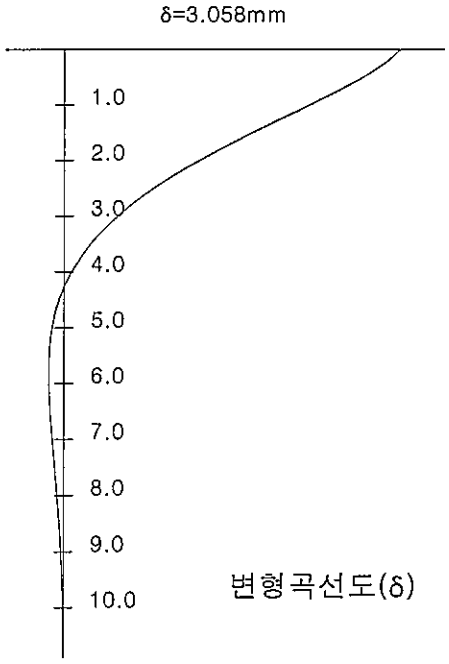
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

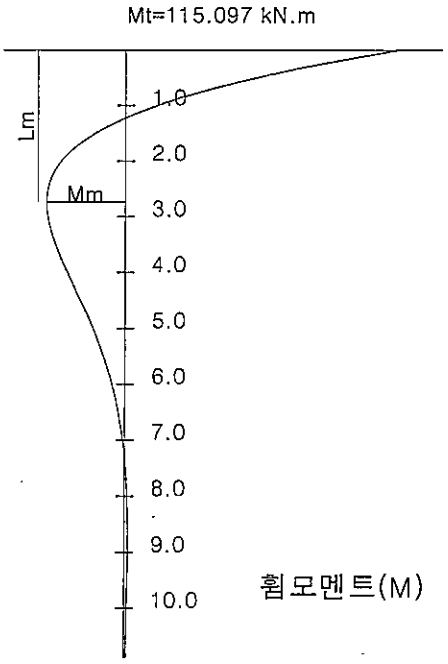
- 최대모멘트 및 깊이 : -33.561 kN.m, 2.744 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.058 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.058 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	115.097	-140.810	3.058	
0.727	33.890	-84.522	2.517	
1.453	-11.033	-41.598	1.775	
2.180	-30.131	-13.280	1.082	
2.907	-33.338	2.667	0.545	
3.633	-28.415	9.689	0.186	
4.360	-20.601	11.136	-0.019	
5.087	-12.930	9.669	-0.113	
5.813	-6.808	7.109	-0.135	
6.540	-2.600	4.526	-0.120	
7.267	-0.109	2.431	-0.089	
7.993	1.089	0.972	-0.058	
8.720	1.445	0.094	-0.032	
9.447	1.334	-0.338	-0.013	
10.173	1.024	-0.478	-0.002	
10.900	0.680	-0.451	0.004	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

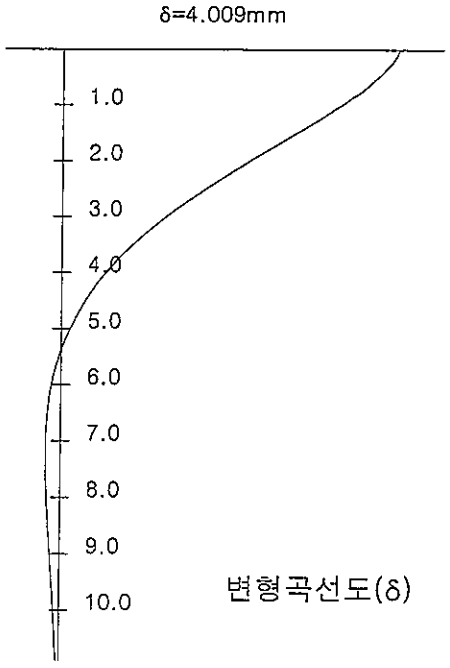
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

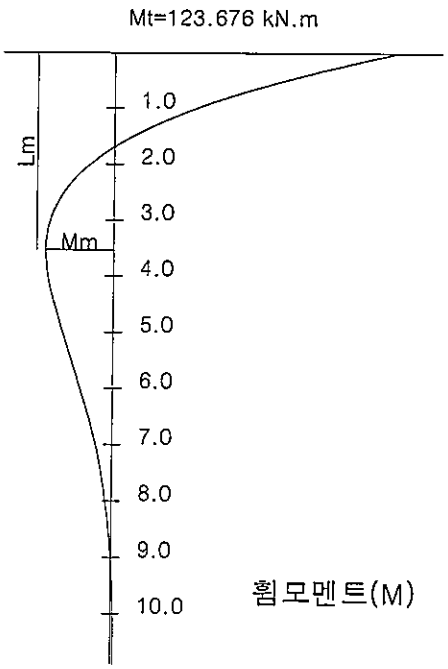
- 최대모멘트 및 깊이 : -29.487 kN.m, 3.532 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.009 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.009 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	123.676	-112.853	4.009	
0.727	54.864	-77.200	3.586	
1.453	10.099	-47.147	2.855	
2.180	-15.425	-24.336	2.059	
2.907	-26.998	-8.631	1.341	
3.633	-29.433	1.038	0.766	
4.360	-26.606	6.099	0.349	
5.087	-21.342	7.966	0.075	
5.813	-15.506	7.851	-0.083	
6.540	-10.184	6.685	-0.156	
7.267	-5.886	5.117	-0.174	
7.993	-2.744	3.554	-0.159	
8.720	-0.666	2.212	-0.128	
9.447	0.546	1.178	-0.094	
10.173	1.122	0.456	-0.062	
10.900	1.274	0.003	-0.036	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

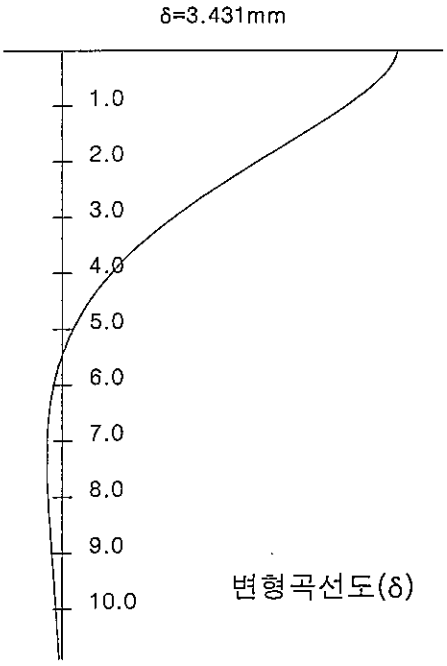
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

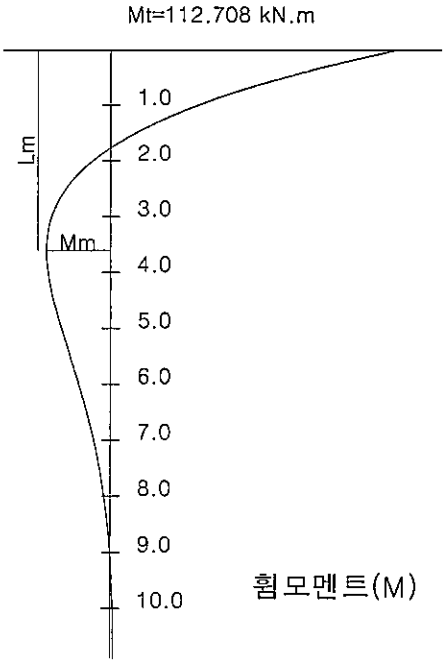
- 최대모멘트 및 깊이 : -25.162 kN.m, 3.605 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.431 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.431 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	112.708	-99.511	3.431	
0.727	51.749	-68.769	3.113	
1.453	11.649	-42.546	2.504	
2.180	-11.580	-22.444	1.824	
2.907	-22.459	-8.464	1.201	
3.633	-25.158	0.254	0.697	
4.360	-23.074	4.912	0.328	
5.087	-18.707	6.729	0.083	
5.813	-13.725	6.761	-0.061	
6.540	-9.112	5.828	-0.130	
7.267	-5.347	4.506	-0.148	
7.993	-2.568	3.160	-0.138	
8.720	-0.711	1.991	-0.113	
9.447	0.389	1.082	-0.083	
10.173	0.927	0.440	-0.056	
10.900	1.086	0.033	-0.033	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6+8+11)

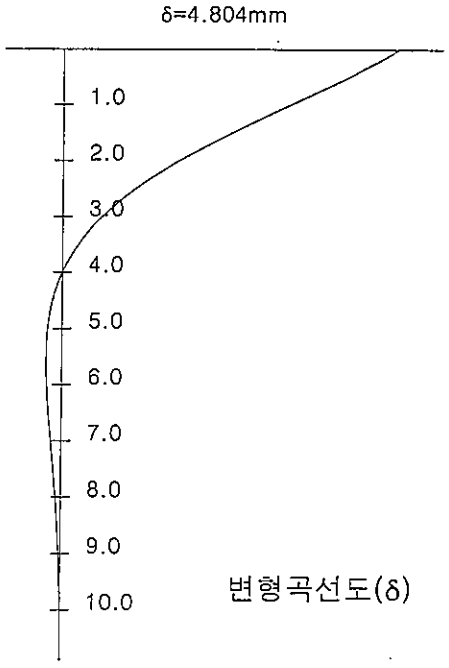
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

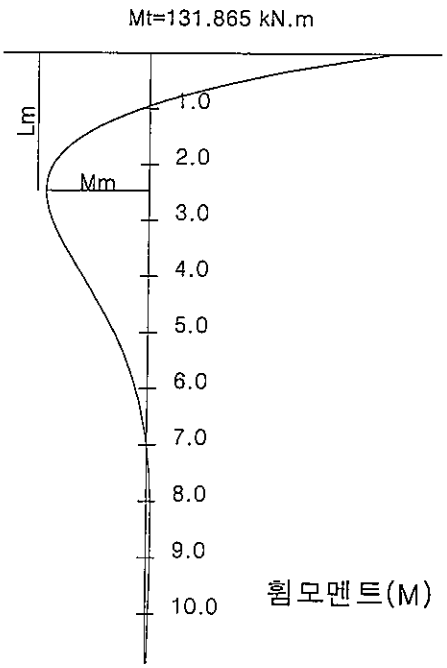
- 최대모멘트 및 깊이 : -55.585 kN.m, 2.470 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.804 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.804 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	131.865	-195.984	4.804	
0.727	21.915	-110.287	3.716	
1.453	-34.278	-48.489	2.484	
2.180	-54.214	-9.920	1.422	
2.907	-53.165	10.222	0.646	
3.633	-42.403	17.767	0.154	
4.360	-29.128	17.902	-0.108	
5.087	-17.229	14.508	-0.211	
5.813	-8.279	10.102	-0.219	
6.540	-2.450	6.069	-0.180	
7.267	0.778	2.991	-0.127	
7.993	2.153	0.959	-0.078	
8.720	2.387	-0.187	-0.039	
9.447	2.037	-0.692	-0.013	
10.173	1.478	-0.797	0.001	
10.900	0.928	-0.693	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

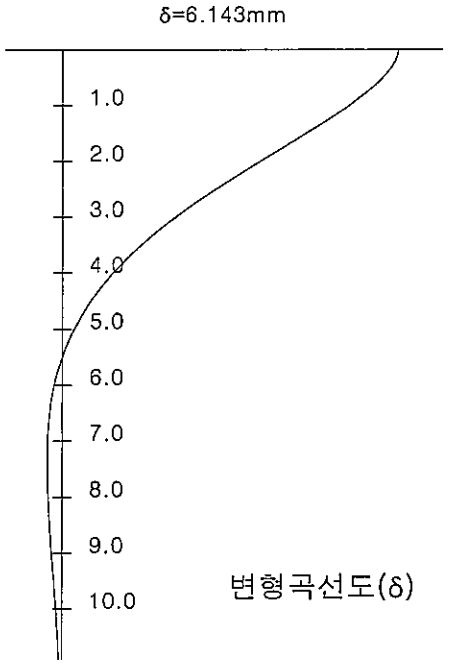
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

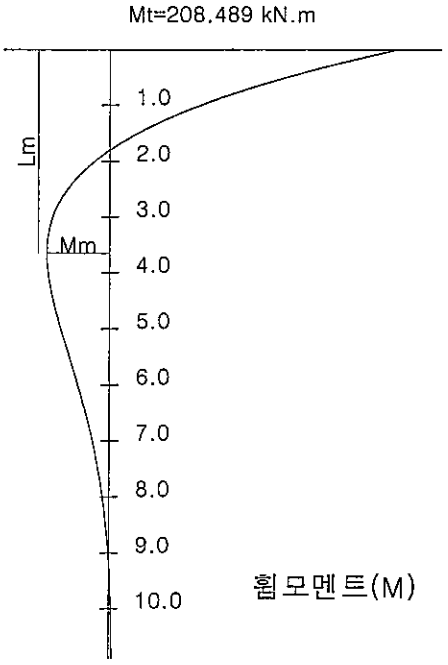
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.010 kN.m, 3.644 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.143 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.143 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	208.489	-181.013	6.143	
0.727	97.333	-125.753	5.616	
1.453	23.796	-78.316	4.542	
2.180	-19.146	-41.761	3.326	
2.907	-39.574	-16.206	2.203	
3.633	-45.009	-0.168	1.289	
4.360	-41.606	8.492	0.615	
5.087	-33.922	11.960	0.166	
5.813	-25.015	12.146	-0.099	
6.540	-16.702	10.538	-0.228	
7.267	-9.877	8.190	-0.265	
7.993	-4.813	5.774	-0.248	
8.720	-1.410	3.662	-0.204	
9.447	0.621	2.009	-0.151	
10.173	1.627	0.337	-0.102	
10.900	1.940	0.088	-0.061	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

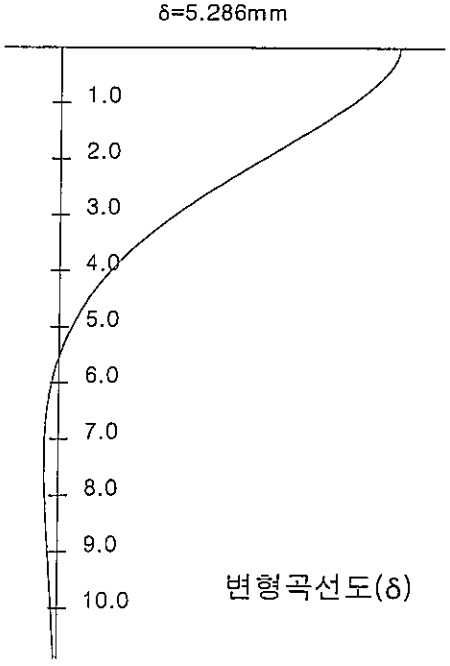
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

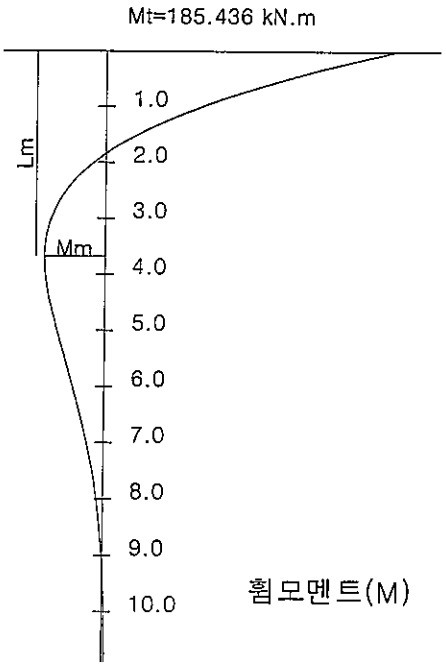
- 최대모멘트 및 깊이 : -38.718 kN.m, 3.682 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.286 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.286 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	185.436	-158.330	5.286	
0.727	87.970	-110.581	4.871	
1.453	23.121	-69.320	3.962	
2.180	-15.048	-37.356	2.916	
2.907	-33.483	-14.893	1.942	
3.633	-38.700	-0.703	1.145	
4.360	-36.068	7.036	0.555	
5.087	-29.578	10.213	0.159	
5.813	-21.925	10.488	-0.077	
6.540	-14.721	9.161	-0.193	
7.267	-8.772	7.158	-0.228	
7.993	-4.335	5.073	-0.215	
8.720	-1.337	3.237	-0.178	
9.447	0.466	1.793	-0.133	
10.173	1.371	0.764	-0.090	
10.900	1.665	0.102	-0.054	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

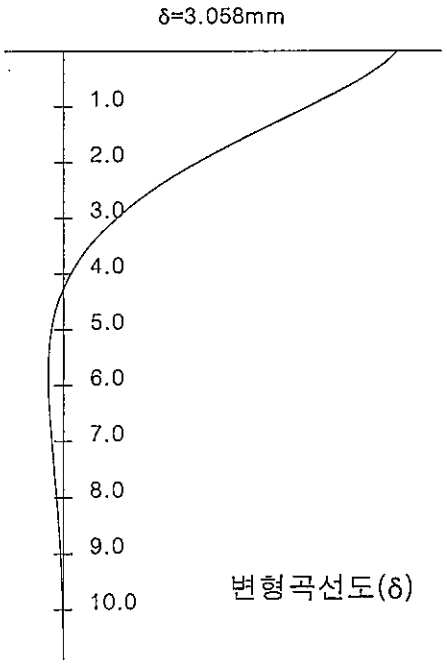
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

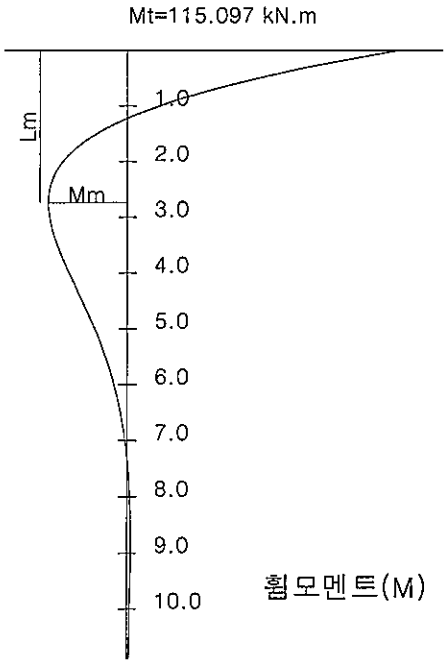
- 최대모멘트 및 깊이 : -33.561 kN.m, 2.744 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.058 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.058 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	115.097	-140.810	3.058	
0.727	33.890	-84.522	2.517	
1.453	-11.033	-41.598	1.775	
2.180	-30.131	-13.280	1.082	
2.907	-33.338	2.667	0.545	
3.633	-28.415	9.689	0.186	
4.360	-20.601	11.136	-0.019	
5.087	-12.930	9.669	-0.113	
5.813	-6.808	7.109	-0.135	
6.540	-2.600	4.526	-0.120	
7.267	-0.109	2.431	-0.089	
7.993	1.089	0.972	-0.058	
8.720	1.445	0.094	-0.032	
9.447	1.334	-0.338	-0.013	
10.173	1.024	-0.478	-0.002	
10.900	0.680	-0.451	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

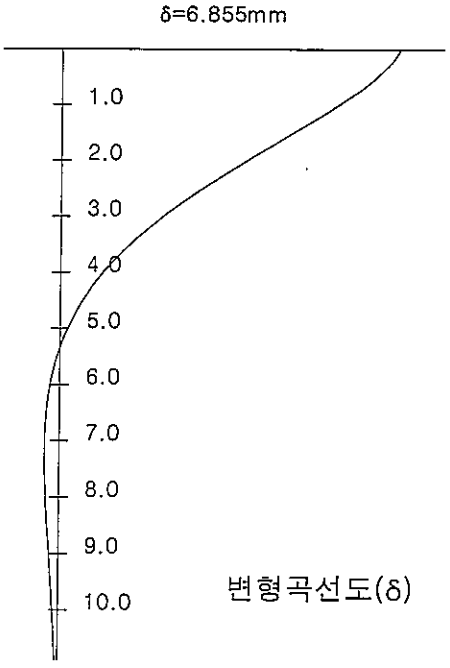
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

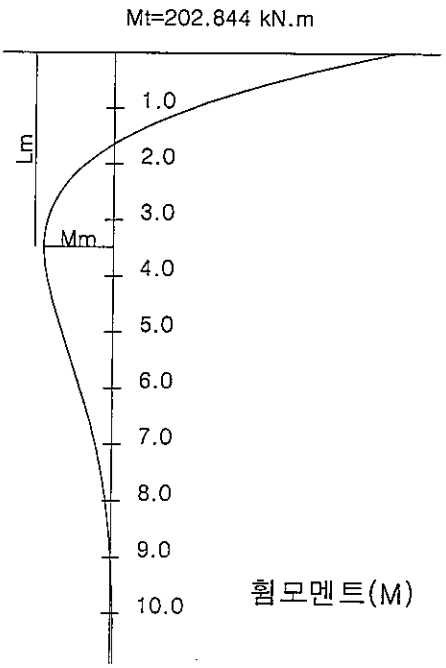
- 최대모멘트 및 깊이 : -50.572 kN.m, 3.484 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.855 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.855 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	202.844	-189.301	6.855	
0.727	87.776	-128.618	6.078	
1.453	13.477	-77.858	4.805	
2.180	-28.424	-39.578	3.444	
2.907	-46.987	-13.402	2.226	
3.633	-50.375	2.577	1.258	
4.360	-45.115	10.818	0.560	
5.087	-35.939	13.734	0.105	
5.813	-25.944	13.373	-0.155	
6.540	-16.914	11.298	-0.273	
7.267	-9.674	8.592	-0.298	
7.993	-4.415	5.927	-0.270	
8.720	-0.963	3.658	-0.216	
9.447	1.032	1.922	-0.157	
10.173	1.960	0.717	-0.103	
10.900	2.185	-0.032	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

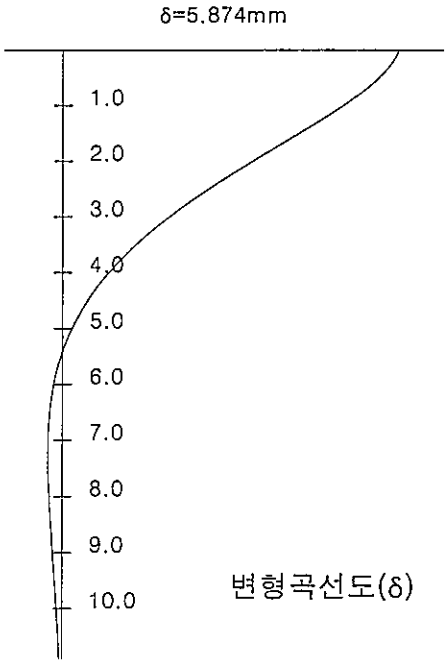
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

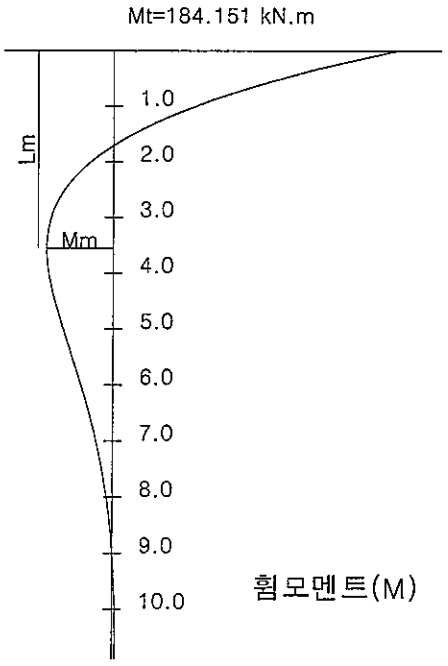
- 최대모멘트 및 깊이 : -43.170 kN.m, 3.551 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.874 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.874 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	184.151	-166.618	5.874	
0.727	82.436	-114.276	5.274	
1.453	16.076	-70.023	4.209	
2.180	-21.914	-36.349	3.044	
2.907	-39.288	-13.106	1.988	
3.633	-43.118	1.252	1.140	
4.360	-39.117	8.806	0.523	
5.087	-31.462	11.636	0.118	
5.813	-22.916	11.523	-0.117	
6.540	-15.092	9.842	-0.227	
7.267	-8.757	7.552	-0.255	
7.993	-4.114	5.258	-0.234	
8.720	-1.036	3.283	-0.189	
9.447	0.767	1.758	-0.139	
10.173	1.630	0.690	-0.092	
10.900	1.865	0.017	-0.054	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

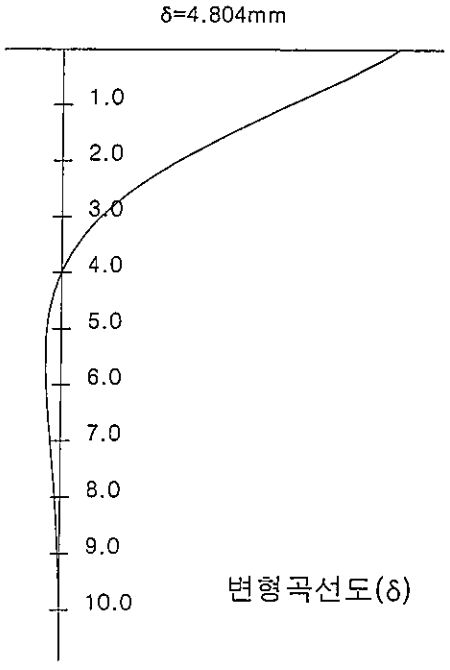
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

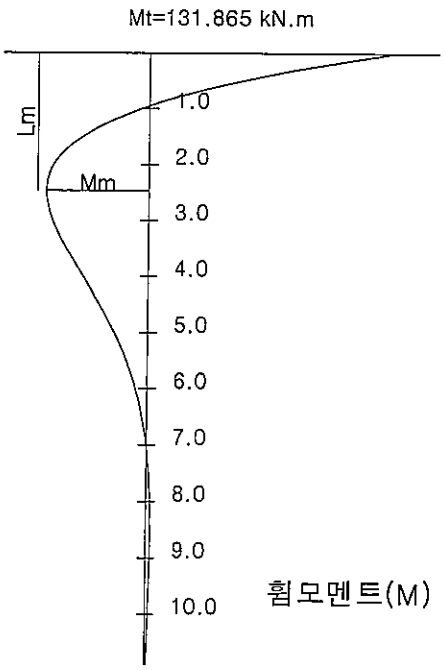
- 최대모멘트 및 깊이 : -55.585 kN.m, 2.470 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.804 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.804 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	131.865	-195.984	4.804	
0.727	21.915	-110.287	3.716	
1.453	-34.278	-48.489	2.484	
2.180	-54.214	-9.920	1.422	
2.907	-53.165	10.222	0.646	
3.633	-42.403	17.767	0.154	
4.360	-29.128	17.902	-0.108	
5.087	-17.229	14.508	-0.211	
5.813	-8.279	10.102	-0.219	
6.540	-2.450	6.069	-0.180	
7.267	0.778	2.991	-0.127	
7.993	2.153	0.959	-0.078	
8.720	2.387	-0.187	-0.039	
9.447	2.037	-0.692	-0.013	
10.173	1.478	-0.797	0.001	
10.900	0.928	-0.693	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	15009.646	26637.823	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	285183.3	506118.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	3195836.7	3195836.7
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i+K_1\sin^2\theta_i\right)x_i+K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i+K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2+\left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i+K_4\right\}$	9137215.8	9137215.8
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1}\times\begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0070940	0.0026238	-0.0003038	COMBO 1	0.0120598	0.0036128	-0.0003374
COMBO 2	0.0062050	0.0025399	-0.0003411	COMBO 2	0.0105486	0.0034325	-0.0003758
COMBO 3	0.0052861	0.0025399	0.0001883	COMBO 3	0.0052861	0.0025399	0.0001883
COMBO 4	0.0075187	0.0045647	-0.0000447	COMBO 4	0.0126119	0.0065877	0.0000461
COMBO 5	0.0066298	0.0039495	-0.0001354	COMBO 5	0.0111008	0.0052648	-0.0001068
COMBO 6	0.0073574	0.0039495	0.0008868	COMBO 6	0.0073574	0.0039495	0.0008868

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.519 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토서

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0070940	0.0021106	-0.0003038	355.010	106.478	0.000
	2	0.0070940	0.0025055	-0.0003038	421.431	106.478	0.000
	3	0.0070940	0.0033408	-0.0003038	561.937	106.478	0.000
COMBO 2	1	0.0062050	0.0019636	-0.0003411	330.283	93.136	0.000
	2	0.0062050	0.0024071	-0.0003411	404.876	93.136	0.000
	3	0.0062050	0.0033452	-0.0003411	562.670	93.136	0.000
COMBO 3	1	0.0052861	0.0028581	0.0001883	480.744	140.810	0.000
	2	0.0052861	0.0026133	0.0001883	439.562	140.810	0.000
	3	0.0052861	0.0020954	0.0001883	352.446	140.810	0.000
COMBO 4	1	0.0075187	0.0044892	-0.0000447	755.093	112.853	0.000
	2	0.0075187	0.0045473	-0.0000447	764.868	112.853	0.000
	3	0.0075187	0.0046703	-0.0000447	785.546	112.853	0.000
COMBO 5	1	0.0066298	0.0037207	-0.0001354	625.836	99.511	0.000
	2	0.0066298	0.0038967	-0.0001354	655.438	99.511	0.000
	3	0.0066298	0.0042690	-0.0001354	718.055	99.511	0.000
COMBO 6	1	0.0073574	0.0054477	0.0008868	916.320	195.984	0.000
	2	0.0073574	0.0042949	0.0008868	722.403	195.984	0.000
	3	0.0073574	0.0018561	0.0008868	312.192	195.984	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0120598	0.0030428	-0.0003374	511.800	181.013	0.000
	2	0.0120598	0.0034814	-0.0003374	585.573	181.013	0.000
	3	0.0120598	0.0044092	-0.0003374	741.631	181.013	0.000
COMBO 2	1	0.0105486	0.0027976	-0.0003758	470.563	158.330	0.000
	2	0.0105486	0.0032861	-0.0003758	552.730	158.330	0.000
	3	0.0105486	0.0043195	-0.0003758	726.544	158.330	0.000
COMBO 3	1	0.0052861	0.0028581	0.0001883	480.744	140.810	0.000
	2	0.0052861	0.0026133	0.0001883	439.562	140.810	0.000
	3	0.0052861	0.0020954	0.0001883	352.446	140.810	0.000
COMBO 4	1	0.0126119	0.0066655	0.0000461	1121.154	189.301	0.000
	2	0.0126119	0.0066056	0.0000461	1111.078	189.301	0.000
	3	0.0126119	0.0064789	0.0000461	1089.762	189.301	0.000
COMBO 5	1	0.0111008	0.0050844	-0.0001068	855.203	166.618	0.000
	2	0.0111008	0.0052232	-0.0001068	878.557	166.618	0.000
	3	0.0111008	0.0055169	-0.0001068	927.959	166.618	0.000
COMBO 6	1	0.0073574	0.0054477	0.0008868	916.320	195.984	0.000
	2	0.0073574	0.0042949	0.0008868	722.403	195.984	0.000
	3	0.0073574	0.0018561	0.0008868	312.192	195.984	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.689	0	355.010	106.478	0.000	7
	2	0.389	0	421.431	106.478	0.000	6
	3	-2.361	0	561.937	106.478	0.000	6
	계			8385.274	2023.082	0.000	19
COMBO 2	1	1.689	0	330.283	93.136	0.000	7
	2	0.389	0	404.876	93.136	0.000	6
	3	-2.361	0	562.670	93.136	0.000	6
	계			8117.254	1769.575	0.000	19
COMBO 3	1	1.689	0	480.744	140.810	0.000	7
	2	0.389	0	439.562	140.810	0.000	6
	3	-2.361	0	352.446	140.810	0.000	6
	계			8117.254	2675.389	0.000	19
COMBO 4	1	1.689	0	755.093	112.853	0.000	7
	2	0.389	0	764.868	112.853	0.000	6
	3	-2.361	0	785.546	112.853	0.000	6
	계			14588.141	2144.214	0.000	19
COMBO 5	1	1.689	0	625.836	99.511	0.000	7
	2	0.389	0	655.438	99.511	0.000	6
	3	-2.361	0	718.055	99.511	0.000	6
	계			12621.812	1890.707	0.000	19
COMBO 6	1	1.689	0	916.320	195.984	0.000	7
	2	0.389	0	722.403	195.984	0.000	6
	3	-2.361	0	312.192	195.984	0.000	6
	계			12621.812	3723.696	0.000	19

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.689	0	511.800	181.013	0.000	7
	2	0.389	0	585.573	181.013	0.000	6
	3	-2.361	0	741.631	181.013	0.000	6
	계			11545.829	3439.239	0.000	19
COMBO 2	1	1.689	0	470.563	158.330	0.000	7
	2	0.389	0	552.730	158.330	0.000	6
	3	-2.361	0	726.544	158.330	0.000	6
	계			10969.586	3008.278	0.000	19
COMBO 3	1	1.689	0	480.744	140.810	0.000	7
	2	0.389	0	439.562	140.810	0.000	6
	3	-2.361	0	352.446	140.810	0.000	6
	계			8117.254	2675.389	0.000	19
COMBO 4	1	1.689	0	1121.154	189.301	0.000	7
	2	0.389	0	1111.078	189.301	0.000	6
	3	-2.361	0	1089.762	189.301	0.000	6
	계			21053.118	3596.710	0.000	19
COMBO 5	1	1.689	0	855.203	166.618	0.000	7
	2	0.389	0	878.557	166.618	0.000	6
	3	-2.361	0	927.959	166.618	0.000	6
	계			16825.512	3165.749	0.000	19
COMBO 6	1	1.689	0	916.320	195.984	0.000	7
	2	0.389	0	722.403	195.984	0.000	6
	3	-2.361	0	312.192	195.984	0.000	6
	계			12621.812	3723.696	0.000	19

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

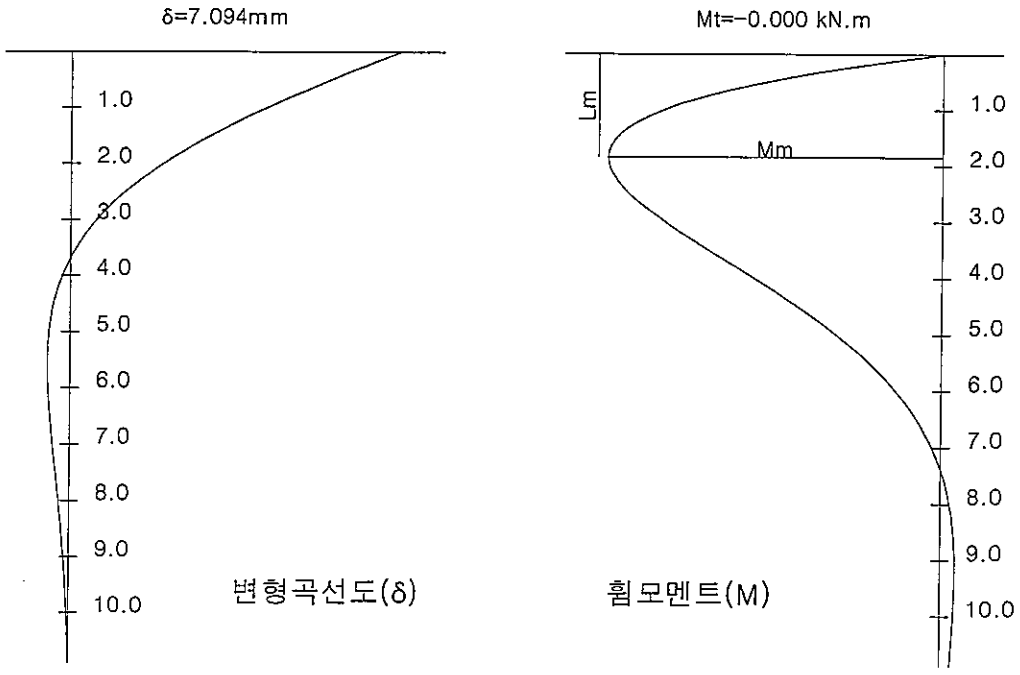
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -80.586 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.094 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.094 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-106.478	7.094	
0.727	-55.873	-50.617	4.958	
1.453	-78.100	-13.422	3.111	
2.180	-79.085	8.493	1.679	
2.907	-68.494	19.098	0.672	
3.633	-53.160	22.123	0.035	
4.360	-37.428	20.640	-0.313	
5.087	-23.694	16.940	-0.456	
5.813	-12.967	12.565	-0.469	
6.540	-5.368	8.443	-0.410	
7.267	-0.522	5.036	-0.321	
7.993	2.161	2.493	-0.227	
8.720	3.302	0.774	-0.145	
9.447	3.452	-0.261	-0.081	
10.173	3.047	-0.731	-0.034	
10.900	2.401	-0.952	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

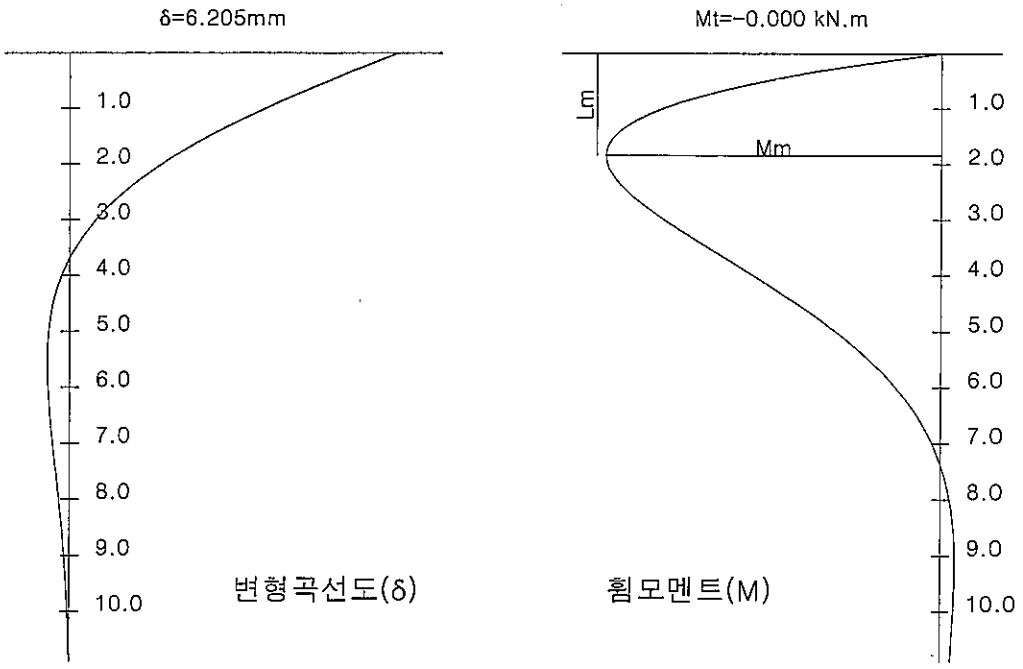
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -70.488 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.205 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.205 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-93.136	6.205	
0.727	-48.872	-44.274	4.337	
1.453	-68.314	-11.740	2.721	
2.180	-69.175	7.429	1.468	
2.907	-59.912	16.705	0.587	
3.633	-46.499	19.351	0.030	
4.360	-32.738	18.054	-0.274	
5.087	-20.725	14.817	-0.399	
5.813	-11.342	10.990	-0.410	
6.540	-4.696	7.385	-0.359	
7.267	-0.456	4.405	-0.281	
7.993	1.890	2.181	-0.199	
8.720	2.888	0.677	-0.127	
9.447	3.019	-0.228	-0.070	
10.173	2.665	-0.683	-0.030	
10.900	2.100	-0.832	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

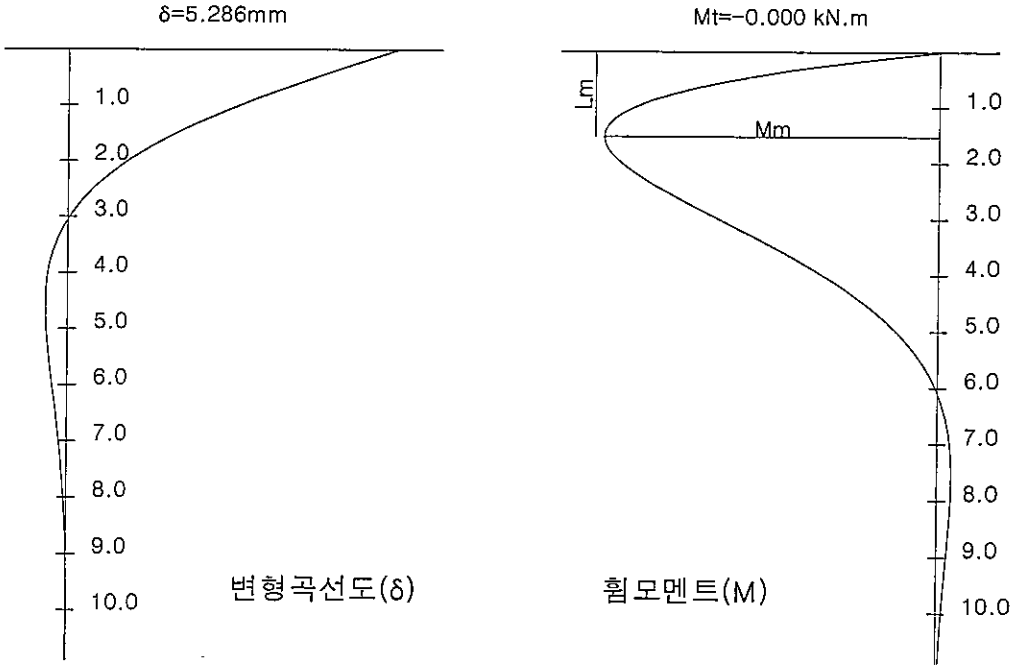
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -88.022 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.286 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.286 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-140.810	5.286	
0.727	-68.706	-54.646	3.382	
1.453	-87.906	-3.373	1.829	
2.180	-80.004	21.509	0.742	
2.907	-60.819	29.114	0.085	
3.633	-40.007	27.085	-0.242	
4.360	-22.446	20.896	-0.350	
5.087	-9.812	13.936	-0.333	
5.813	-1.946	7.955	-0.261	
6.540	2.147	3.592	-0.176	
7.267	3.666	0.837	-0.102	
7.993	3.676	-0.627	-0.048	
8.720	2.971	-1.198	-0.013	
9.447	2.064	-1.236	0.006	
10.173	1.237	-1.015	0.014	
10.900	0.607	-0.715	0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

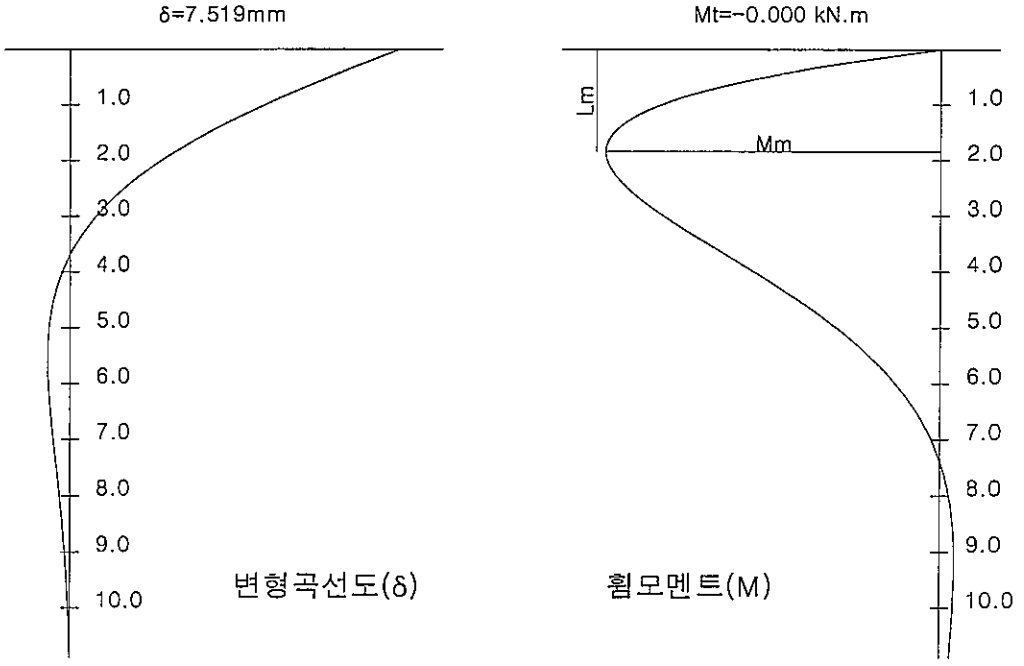
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -85.411 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.519 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.519 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-112.853	7.519	
0.727	-59.219	-53.648	5.255	
1.453	-82.776	-14.226	3.297	
2.180	-83.820	9.001	1.779	
2.907	-72.595	20.242	0.712	
3.633	-56.343	23.447	0.037	
4.360	-39.669	21.876	-0.332	
5.087	-25.113	17.954	-0.483	
5.813	-13.744	13.317	-0.497	
6.540	-5.690	8.948	-0.435	
7.267	-0.553	5.337	-0.340	
7.993	2.291	2.642	-0.241	
8.720	3.500	0.820	-0.154	
9.447	3.658	-0.277	-0.085	
10.173	3.229	-0.828	-0.036	
10.900	2.544	-1.009	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

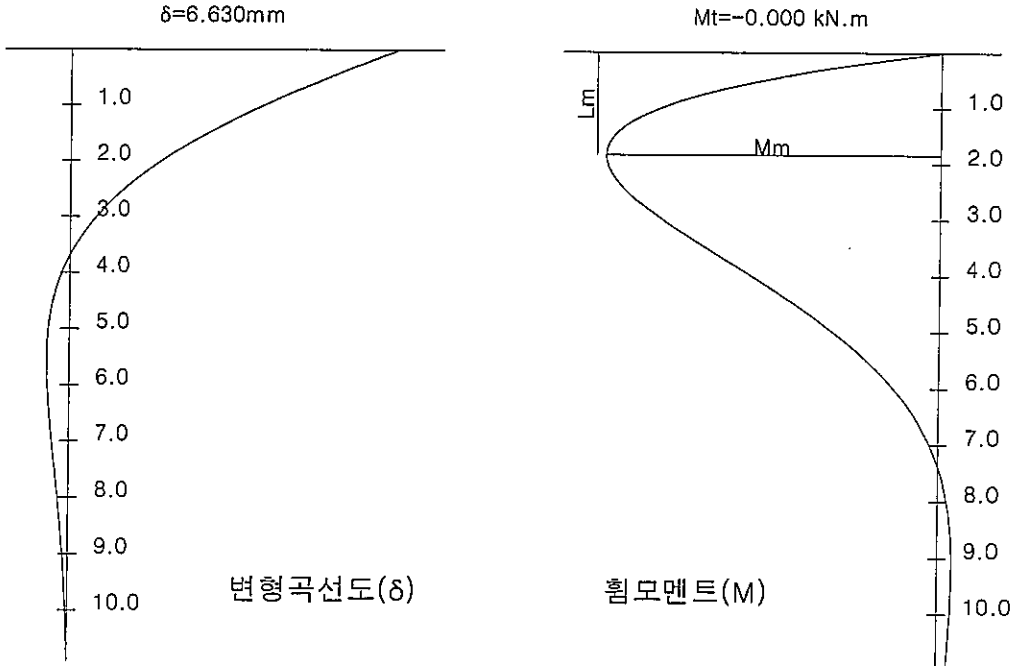
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -75.313 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.630 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.630 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-99.511	6.630	
0.727	-52.217	-47.305	4.634	
1.453	-72.990	-12.544	2.907	
2.180	-73.910	7.937	1.569	
2.907	-64.013	17.848	0.628	
3.633	-49.682	20.675	0.033	
4.360	-34.979	19.290	-0.292	
5.087	-22.144	15.831	-0.426	
5.813	-12.119	11.743	-0.438	
6.540	-5.017	7.890	-0.383	
7.267	-0.488	4.706	-0.300	
7.993	2.020	2.330	-0.213	
8.720	3.086	0.723	-0.136	
9.447	3.226	-0.244	-0.075	
10.173	2.848	-0.730	-0.032	
10.900	2.244	-0.889	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈜ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

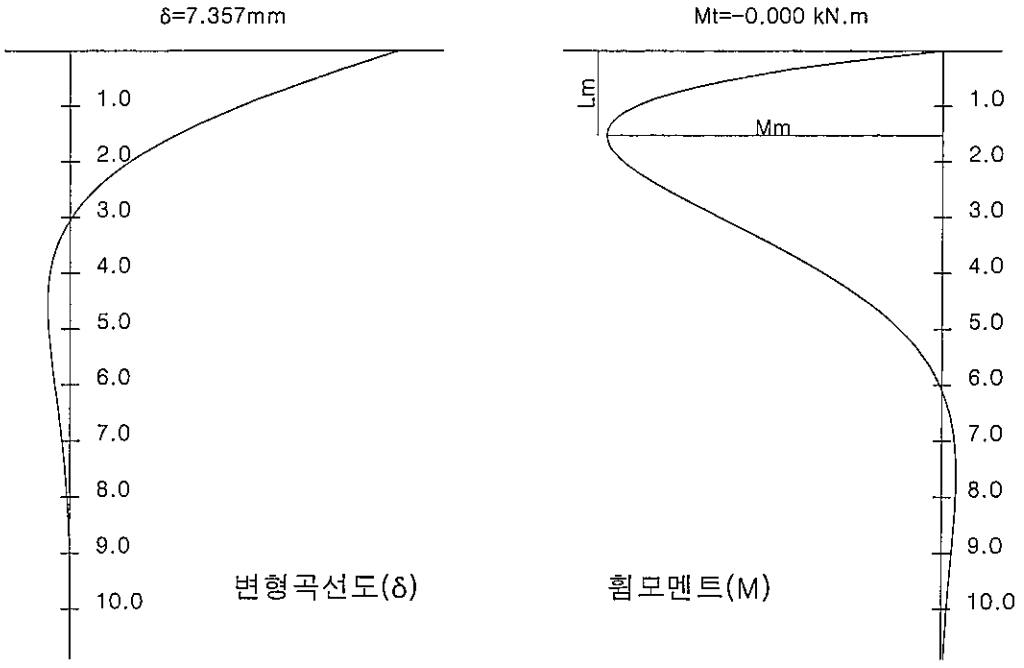
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -122.512 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.357 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.357 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-195.984	7.357	
0.727	-95.627	-76.058	4.707	
1.453	-122.351	-4.695	2.545	
2.180	-111.352	29.936	1.032	
2.907	-84.650	40.521	0.118	
3.633	-55.683	37.698	-0.337	
4.360	-31.241	29.084	-0.487	
5.087	-13.656	19.396	-0.464	
5.813	-2.709	11.072	-0.363	
6.540	2.988	5.000	-0.246	
7.267	5.103	1.165	-0.143	
7.993	5.117	-0.872	-0.066	
8.720	4.135	-1.667	-0.017	
9.447	2.873	-1.720	0.009	
10.173	1.722	-1.413	0.020	
10.900	0.845	-0.995	0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

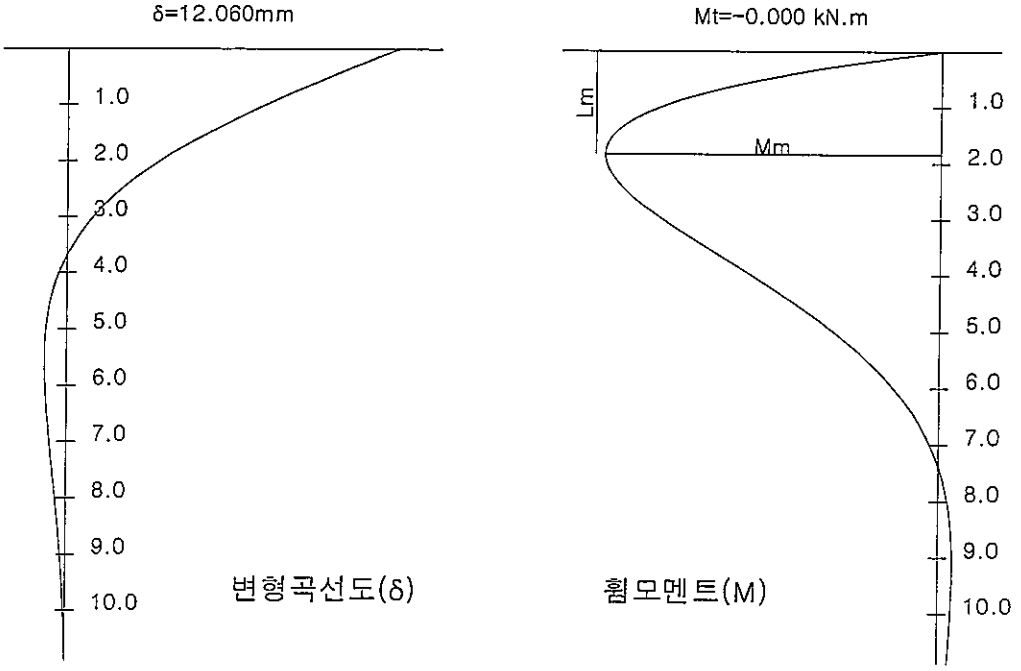
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -136.997 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.060 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.060 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-181.013	12.060	
0.727	-94.984	-86.049	8.429	
1.453	-132.770	-22.817	5.288	
2.180	-134.445	14.438	2.854	
2.907	-116.440	32.467	1.142	
3.633	-90.372	37.608	0.059	
4.360	-63.628	35.088	-0.532	
5.087	-40.280	28.797	-0.775	
5.813	-22.045	21.360	-0.797	
6.540	-9.126	14.352	-0.697	
7.267	-0.887	8.561	-0.545	
7.993	3.674	4.238	-0.387	
8.720	5.613	1.315	-0.247	
9.447	5.868	-0.444	-0.137	
10.173	5.180	-1.220	-0.059	
10.900	4.081	-1.618	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

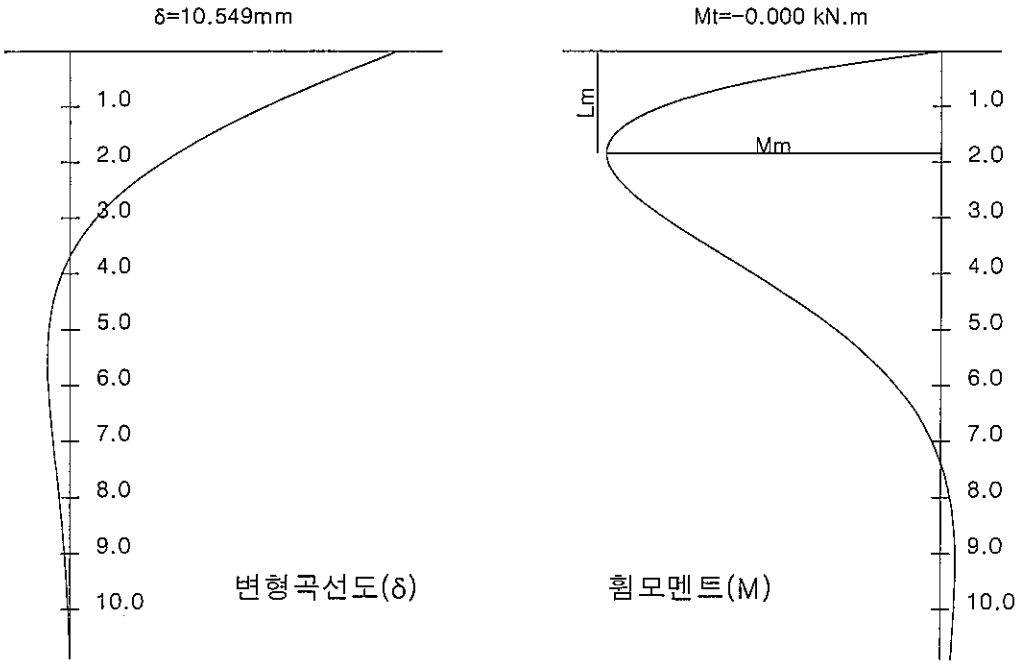
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -119.830 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.549 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.549 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-158.330	10.549	
0.727	-83.082	-75.267	7.372	
1.453	-116.133	-19.958	4.626	
2.180	-117.598	12.628	2.496	
2.907	-101.850	28.398	0.999	
3.633	-79.048	32.896	0.052	
4.360	-55.655	30.692	-0.465	
5.087	-35.233	25.189	-0.678	
5.813	-19.282	18.684	-0.698	
6.540	-7.982	12.554	-0.610	
7.267	-0.776	7.488	-0.477	
7.993	3.214	3.707	-0.338	
8.720	4.910	1.150	-0.216	
9.447	5.133	-0.388	-0.120	
10.173	4.531	-1.162	-0.051	
10.900	3.570	-1.415	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

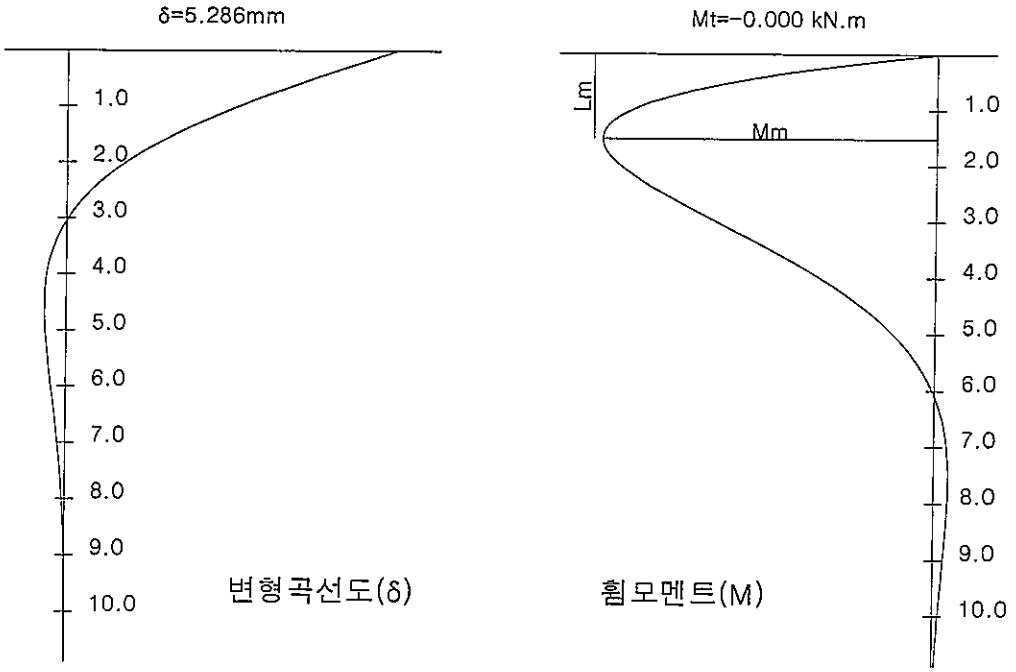
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -88.022 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.286 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.286 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-140.810	5.286	
0.727	-68.706	-54.646	3.382	
1.453	-87.906	-3.373	1.829	
2.180	-80.004	21.509	0.742	
2.907	-60.819	29.114	0.085	
3.633	-40.007	27.085	-0.242	
4.360	-22.446	20.896	-0.350	
5.087	-9.812	13.936	-0.333	
5.813	-1.946	7.955	-0.261	
6.540	2.147	3.592	-0.176	
7.267	3.666	0.837	-0.102	
7.993	3.676	-0.627	-0.048	
8.720	2.971	-1.198	-0.013	
9.447	2.064	-1.236	0.006	
10.173	1.237	-1.015	0.014	
10.900	0.607	-0.715	0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

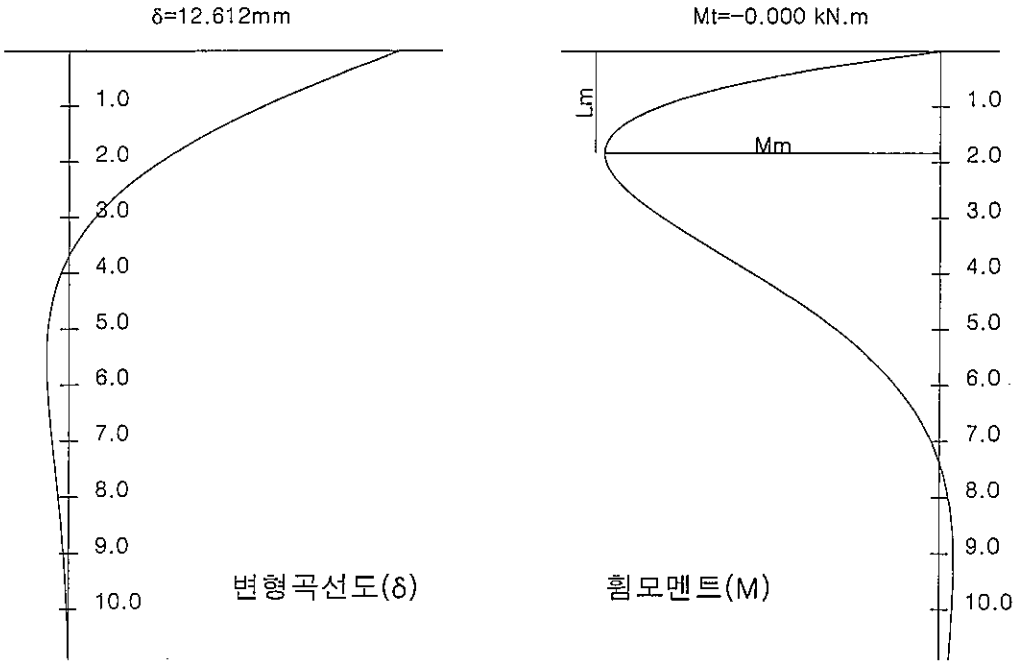
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -143.269 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.612 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.612 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-189.301	12.612	
0.727	-99.333	-89.989	8.815	
1.453	-138.849	-23.862	5.530	
2.180	-140.601	15.099	2.984	
2.907	-121.772	33.953	1.194	
3.633	-94.510	39.330	0.062	
4.360	-66.541	36.695	-0.556	
5.087	-42.124	30.116	-0.811	
5.813	-23.054	22.338	-0.834	
6.540	-9.544	15.009	-0.729	
7.267	-0.928	8.953	-0.570	
7.993	3.842	4.433	-0.404	
8.720	5.870	1.375	-0.258	
9.447	6.137	-0.464	-0.143	
10.173	5.417	-1.389	-0.061	
10.900	4.268	-1.692	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉤ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

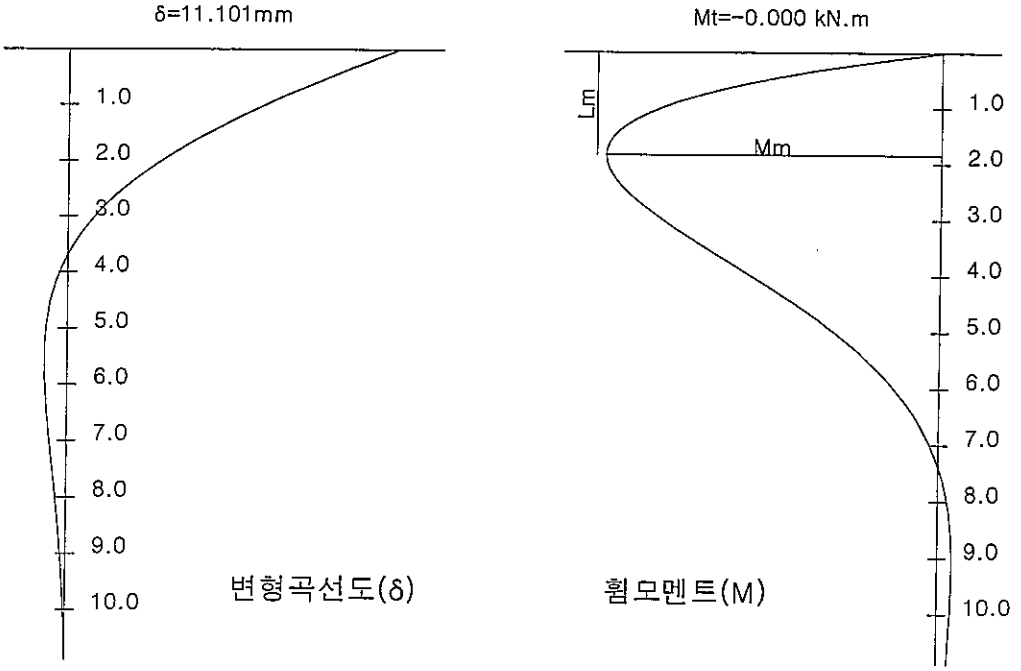
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -126.103 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.101 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.101 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-166.618	11.101	
0.727	-87.431	-79.207	7.758	
1.453	-122.212	-21.003	4.868	
2.180	-123.754	13.290	2.627	
2.907	-107.181	29.885	1.051	
3.633	-83.186	34.618	0.054	
4.360	-58.568	32.298	-0.490	
5.087	-37.077	26.507	-0.714	
5.813	-20.292	19.662	-0.734	
6.540	-8.400	13.211	-0.642	
7.267	-0.816	7.880	-0.502	
7.993	3.382	3.901	-0.356	
8.720	5.167	1.211	-0.227	
9.447	5.401	-0.408	-0.126	
10.173	4.768	-1.223	-0.054	
10.900	3.757	-1.489	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

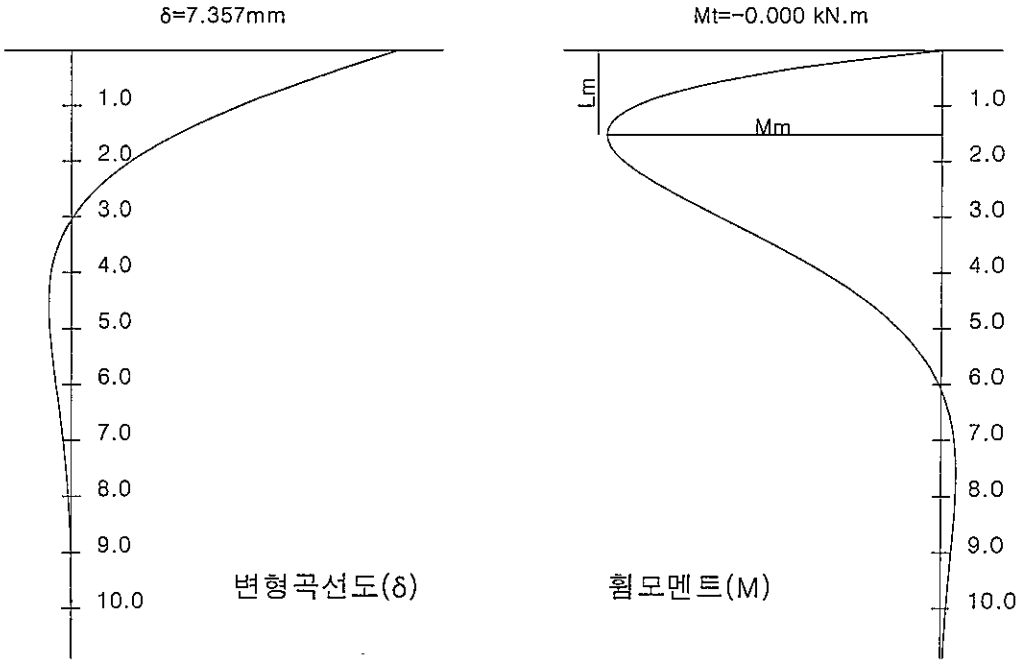
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -122.512 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.357 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.357 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-195.984	7.357	
0.727	-95.627	-76.058	4.707	
1.453	-122.351	-4.695	2.545	
2.180	-111.352	29.936	1.032	
2.907	-84.650	40.521	0.118	
3.633	-55.683	37.698	-0.337	
4.360	-31.241	29.084	-0.487	
5.087	-13.656	19.396	-0.464	
5.813	-2.709	11.072	-0.363	
6.540	2.988	5.000	-0.246	
7.267	5.103	1.165	-0.143	
7.993	5.117	-0.872	-0.066	
8.720	4.135	-1.667	-0.017	
9.447	2.873	-1.720	0.009	
10.173	1.722	-1.413	0.020	
10.900	0.845	-0.995	0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.504 = 1.583 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	2.000	사질토	7.300	4.000	-
1.583	50.000	사질토	1.633	100.000	258.547
계	-	-	-	-	258.553

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.5187 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.3574 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1/3.0 x 258.553 + 0.000 = 86.184 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 258.553 + 0.000 = 129.277 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	457.371	429.849	1586.000	86.184	O.K
	HINGE	561.937	355.010	1586.000	86.184	O.K
COMBO 2	FIX	468.835	397.442	1586.000	86.184	O.K
	HINGE	562.670	330.283	1586.000	86.184	O.K
COMBO 3	FIX	548.756	257.420	2379.000	129.277	O.K
	HINGE	480.744	352.446	2379.000	129.277	O.K
COMBO 4	FIX	828.175	683.437	1586.000	86.184	O.K
	HINGE	785.546	755.093	1586.000	86.184	O.K
COMBO 5	FIX	692.437	625.001	1586.000	86.184	O.K
	HINGE	718.055	625.836	1586.000	86.184	O.K
COMBO 6	FIX	994.241	203.322	2379.000	129.277	O.K
	HINGE	916.320	312.192	2379.000	129.277	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 11.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 10.90/0.508 = 21.457 < 100 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

fsa = 140.000 MPa (평상시)

= 210.000 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M x y/Io

= V/0.016 ± M x 0.508/2 / 0.00047

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	457.371	126.651	97.395	140.00	O.K
	HINGE	561.937	80.586	79.428	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	468.835	113.654	91.163	140.00	O.K
	HINGE	562.670	70.488	74.059	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	548.756	115.097	97.087	210.00	O.K
	HINGE	480.744	88.022	78.184	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	828.175	123.676	119.692	140.00	O.K
	HINGE	785.546	85.411	96.424	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	692.437	112.708	105.064	140.00	O.K
	HINGE	718.055	75.313	86.659	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	994.241	131.865	134.785	210.00	O.K
	HINGE	916.320	122.512	124.748	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

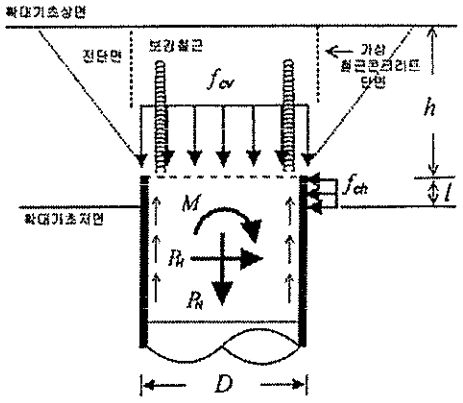
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	106.478	13.718	80.000	O.K
	HINGE	106.478	13.718	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	93.136	11.999	80.000	O.K
	HINGE	93.136	11.999	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	140.810	18.141	120.000	O.K
	HINGE	140.810	18.141	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	112.853	14.539	80.000	O.K
	HINGE	112.853	14.539	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	99.511	12.821	80.000	O.K
	HINGE	99.511	12.821	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	195.984	25.250	120.000	O.K
	HINGE	195.984	25.250	120.000	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 828174.7 / (π/4 x 508 ²)
= 4.086 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 994241.0 / (π/4 x 508 ²)
= 4.905 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 828174.7 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.149 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 994241.0 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.179 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [오로고 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 112853.348 / (508 x 100)
= 2.222 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 195983.982 / (508 x 100)
= 3.858 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

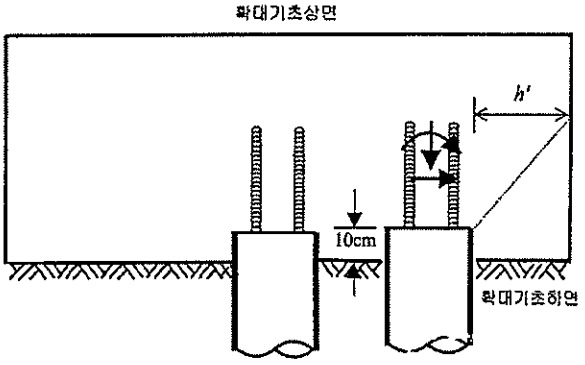
τh = 112853.348 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.190 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 195983.982 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.330 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수 .

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.600 x 60.000) = 447.656 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 508/2 = 922.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 24.0 x 202683.0)

= 2894313.121 N ≥ PNmax = 1241016.664 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 4894.6 x 1050)

= 6713994.455 N ≥ PNmax = 1241016.664 N ∴ O.K

교각 P1(옥산방향)

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
   9.1 교축직각 방향
   9.2 교축 방향
   9.3 합성 부재력
   9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
   10.1 교축직각 방향
   10.2 교축방향

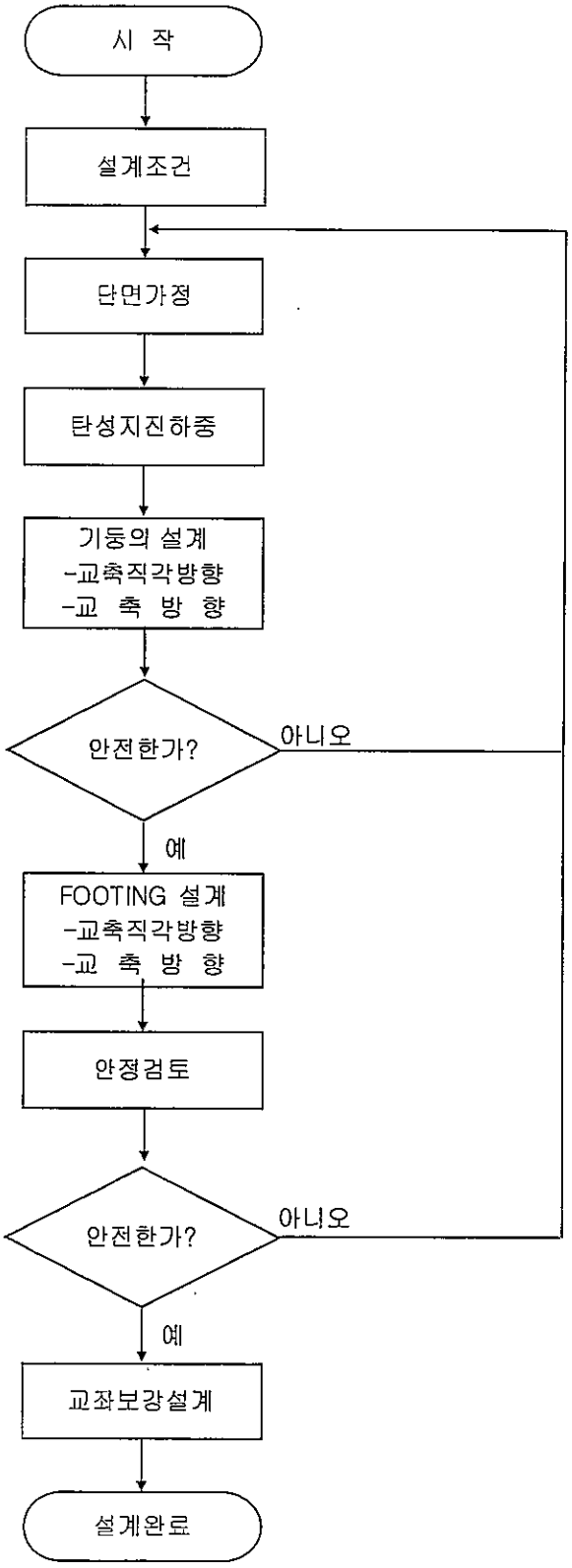
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
   12.1 받침 연단거리 검토
   12.2 최소 받침지지 길이 검토
   12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
   12.4 교량받침 보강 철근 검토
   12.5 교량받침 하면 보강
   12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	458.530	O.K
		허용인발력(kN/EA)	143.572	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.782	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.241	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.361	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	668.108	O.K
		허용인발력(kN/EA)	209.895	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.301	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.977	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.111	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	596.456	O.K
		허용인발력(kN/EA)	143.572	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	15.449	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.849	O.K
		수평변위(mm)	15.000	4.799	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	668.788	O.K
		허용인발력(kN/EA)	209.895	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.708	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.029	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.277	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.006	24428.319	59067.328	2.418	O.K
	모멘트최대	0.006	15943.965	59067.328	3.705	O.K
	탄성설계	0.006	13286.637	19361.316	1.457	O.K
	편심최대	0.006	11957.974	58778.346	4.915	O.K
교축직각방향	축력최대	0.006	24428.319	55242.443	2.261	O.K
	모멘트최대	0.006	15943.965	28869.210	1.811	O.K
	탄성설계	0.006	13286.637	21245.864	1.599	O.K
	편심최대	0.006	11957.974	18348.003	1.534	O.K
합성부재력	축력최대	0.006	24428.319	55224.080	2.261	O.K
	모멘트최대	0.006	15943.965	28305.522	1.775	O.K
	탄성설계	0.006	13286.637	18120.188	1.364	O.K
	편심최대	0.006	11957.974	17861.199	1.494	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm^2)	Use.As (mm^2)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2849.8	100.0	36609.190	41204.500	31707.367	35493.925	1.119	O.K
	우측내민보	2849.8	100.0	30702.738	41204.500	26777.047	35493.925	1.326	O.K
	좌측내민보수	2900.0	100.0	4624.431	8627.500	4380.224	8135.991	1.857	O.K
	우측내민보수	2900.0	100.0	4535.475	8627.500	4296.385	8135.991	1.894	O.K
	교량받침1	2035.9	100.0	69.581	41204.500	43.608	24091.785	552.466	O.K
	교량받침6	2147.5	100.0	1320.611	41204.500	876.052	25654.683	29.284	O.K
	교량받침2	2714.9	100.0	15112.768	41204.500	12727.963	33603.964	2.640	O.K
	교량받침7	2837.9	100.0	17852.411	41204.500	15731.961	35327.265	2.246	O.K
	교량받침4	2575.2	100.0	17138.824	41204.500	13584.600	31646.428	2.330	O.K
	교량받침9	2430.1	100.0	14055.526	41204.500	10491.921	29614.660	2.823	O.K
	교량받침5	1610.9	100.0	2038.109	41204.500	978.700	18137.532	18.532	O.K
	교량받침10	1454.7	100.0	70.538	41204.500	30.268	15949.474	526.937	O.K
기초	교축방향	2000.0	150.0	25927.954	45610.400	16082.333	27988.501	1.740	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	32381.311	51075.200	20014.798	31247.959	1.561	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		안장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	218.111	180.000	126.087	147.304	O.K
	우측내민보	188.641	180.000	126.087	203.710	O.K
	좌측내민보수평	188.597	180.000	149.990	203.808	O.K
	우측내민보수평	184.987	180.000	149.990	211.956	O.K
	교량받침1	3.507	180.000	126.087	17963.102	O.K
	교량받침6	8.610	180.000	126.087	7317.113	O.K
	교량받침2	93.316	180.000	126.087	630.160	O.K
	교량받침7	109.630	180.000	126.087	504.577	O.K
	교량받침4	113.645	180.000	126.087	479.198	O.K
	교량받침9	93.426	180.000	126.087	629.160	O.K
	교량받침5	23.436	180.000	126.087	2688.200	O.K
	교량받침10	6.438	180.000	126.087	9786.026	O.K
기초	교축방향	138.827	180.000	123.944	228.501	O.K
	교직-지점부	170.754	180.000	123.944	126.190	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : IPC GIRDER
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/㎥ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/㎥ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 10
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 27.247 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/㎡
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
   - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
   - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

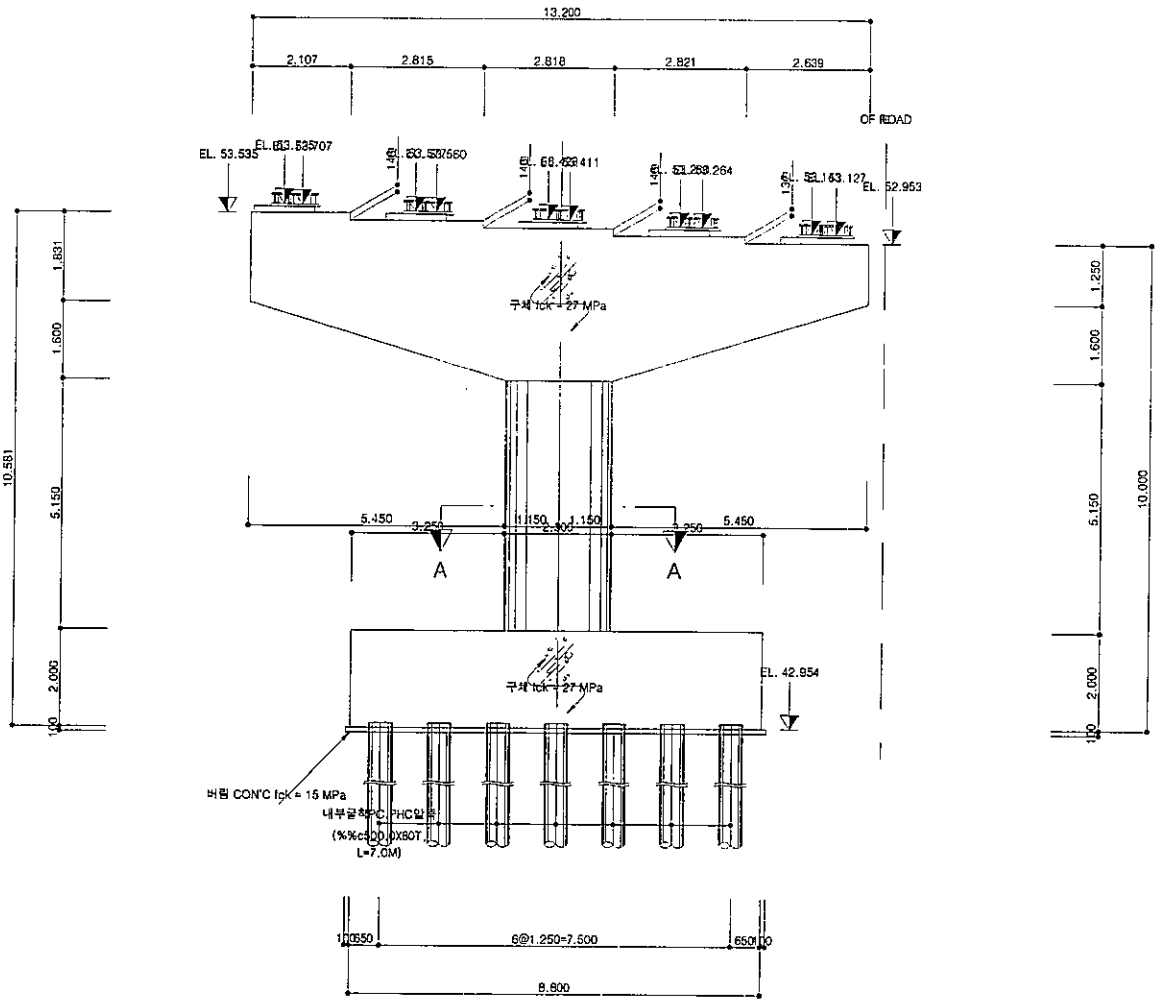
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


13,200
2,107
2,815
2,818
2,821
2,639
OF ROAD
EL. 53.535
EL. 52.953
구체 fck = 27 MPa
5,450
3,250
1,150
2,300
A
A
EL. 42.954
버림 CON'C fck = 15 MPa
내부굴착PC, PHC말뚝
L=7.0M)
6@1.250=7,500
8,800
10,581
1,831
1,600
5,150
2,000
100
1,250
10,000

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1271.080	173.915	197.068	151.572
2	1036.471	287.841	278.514	248.202
3	943.182	375.886	311.454	309.594
4	911.163	420.877	269.321	300.388
5	916.920	404.892	180.283	227.547
6	1242.368	351.918	190.286	145.862
7	1067.875	397.567	277.163	244.363
8	940.107	380.959	311.188	309.386
9	913.016	317.663	272.267	300.616
10	915.448	216.710	185.672	233.972
계	10157.630	3328.228	2473.216	2471.502

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 12.625 / 9.116 = 1.385 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (12.625 / 9.116)] x 9.116 = 33.9 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 33.939 kN/m

P1 = 33.939 x (40.397 + 40.493) / 2 x sin116.1 x 0.8

= 985.799 kN [도로설계기준.해설 P58,8]

작용위치 h = 9.116/2 + 0.400 + 1.250/2 = 5.583 m

작용모멘트 My = Ph x h = 985.799 x 5.583 = 5503.62 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.850 x 2.900 = 24.793 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 97.778 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

방음벽과 겹쳐진 활하중에 대해서는 풍하중을 재하하지 않아도 좋다.

[도로설계기준 P57]

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 교각 충돌하중

1) 교축직각방향 (CO-TR)

P = 1000.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 2.393 m (기초상단으로 부터)

2) 교축방향 (CO-LO)

P = 500.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 2.393 m (기초상단으로 부터)

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	2467.000	3976.000	0.00700	1079.000	3347.000	0.00400
	하중경우 2	기둥 1	1090.000	2389.000	0.00320	2426.000	9099.000	0.01050
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2496.000	15944.000	0.00000	1121.000	8194.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	1131.000	7039.000	0.00000	2458.000	20658.000	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

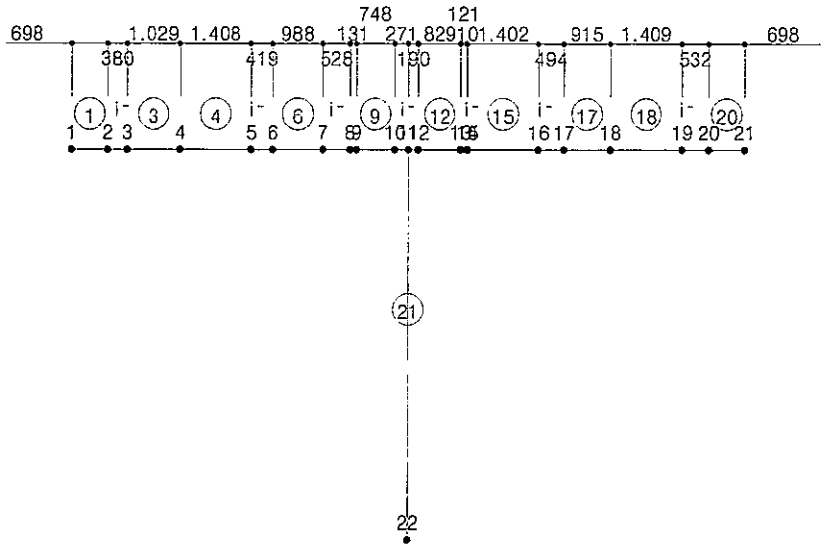
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UEO 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UEO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	7.375	7	4.922	7.375	13	7.619	7.375	19	11.970	7.375
2	0.698	7.375	8	5.450	7.375	14	7.740	7.375	20	12.502	7.375
3	1.078	7.375	9	5.581	7.375	15	7.750	7.375	21	13.200	7.375
4	2.107	7.375	10	6.329	7.375	16	9.152	7.375	22	6.600	0.000
5	3.515	7.375	11	6.600	7.375	17	9.646	7.375			
6	3.934	7.375	12	6.790	7.375	18	10.561	7.375			

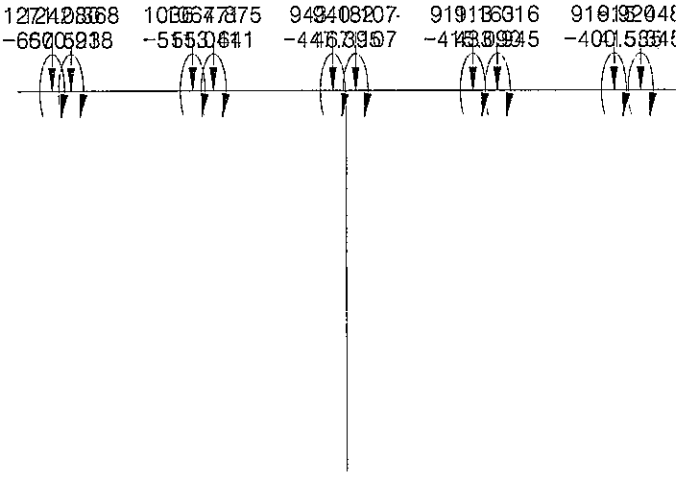
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.900	1.250	3.625	2.540521	0.472005	21
②	2.900	1.455	4.220	2.957166	0.744399	20
③	2.900	1.611	4.672	3.274223	1.010423	19
④	2.900	1.831	5.310	3.721355	1.483480	1
⑤	2.900	2.036	5.904	4.138000	2.039624	2
⑥	2.900	2.147	6.226	4.363599	2.391734	3
⑦	2.900	2.162	6.270	4.394085	2.442215	18
⑧	2.900	2.302	6.676	4.678623	2.948036	4
⑨	2.900	2.430	7.047	4.938772	3.467653	17
⑩	2.900	2.575	7.468	5.233473	4.126183	16
⑪	2.900	2.715	7.873	5.518011	4.836445	5
⑫	2.900	2.838	8.230	5.767999	5.524003	6
⑬	2.900	2.987	8.662	6.070829	6.440542	15
⑭	2.900	3.128	9.071	6.357399	7.396342	7
⑮	2.900	3.135	9.091	6.371626	7.446109	8~14
16	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥상단
17	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥하단

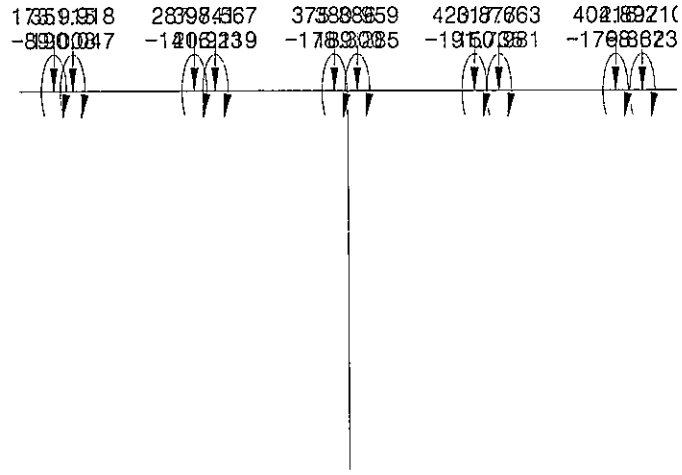
6.4 하중재하도

1) 연직하중

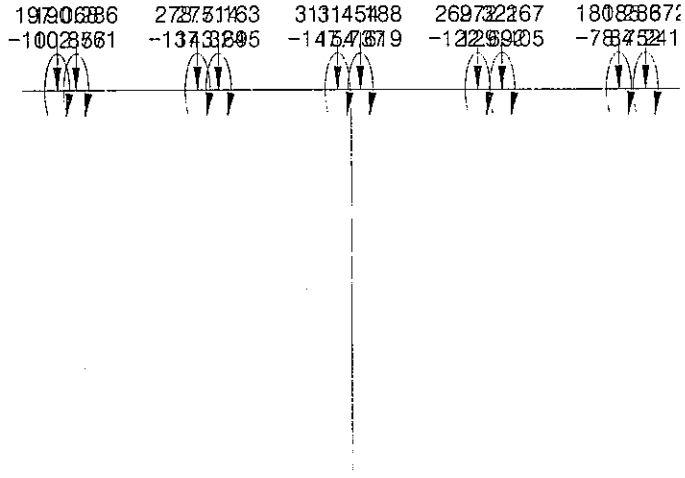
① 고정하중 (D)



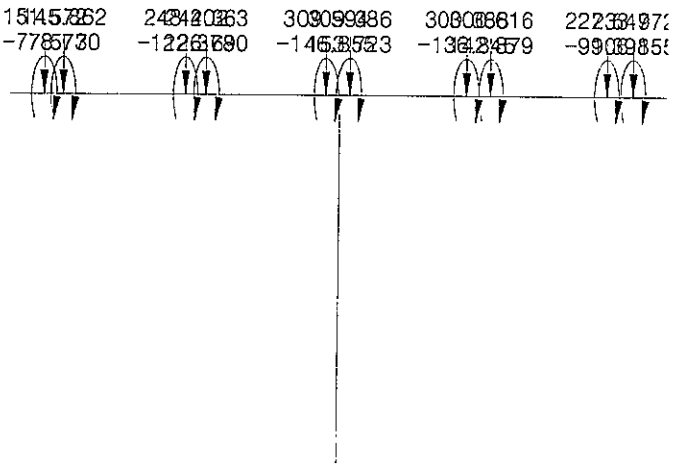
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



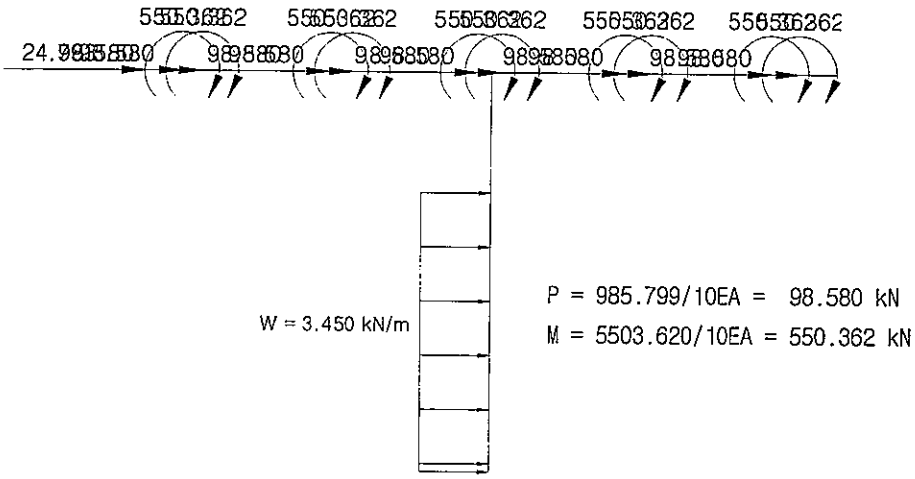
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



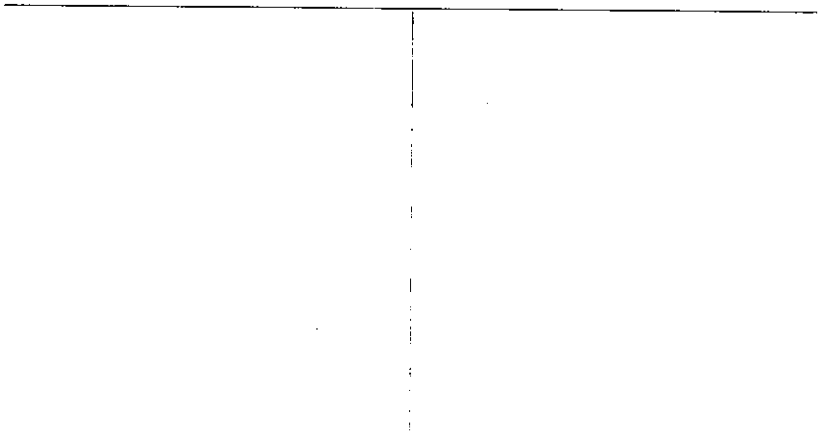
2) 수평하중

① 교축직각 방향

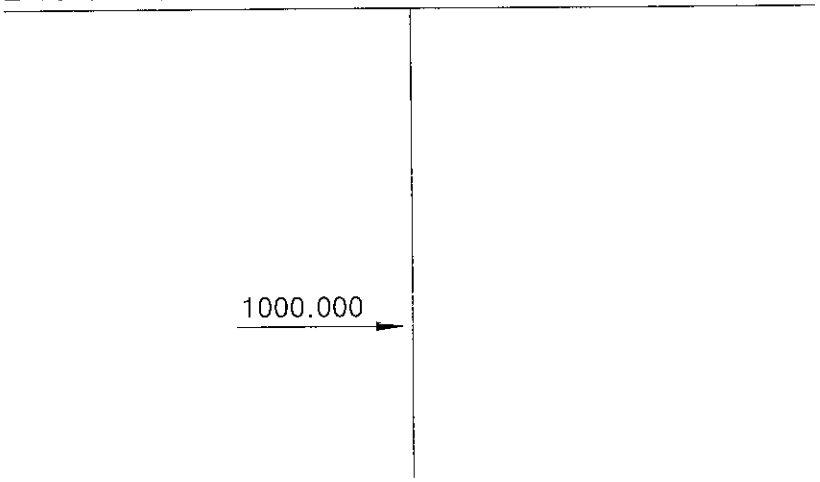
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



㉯ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

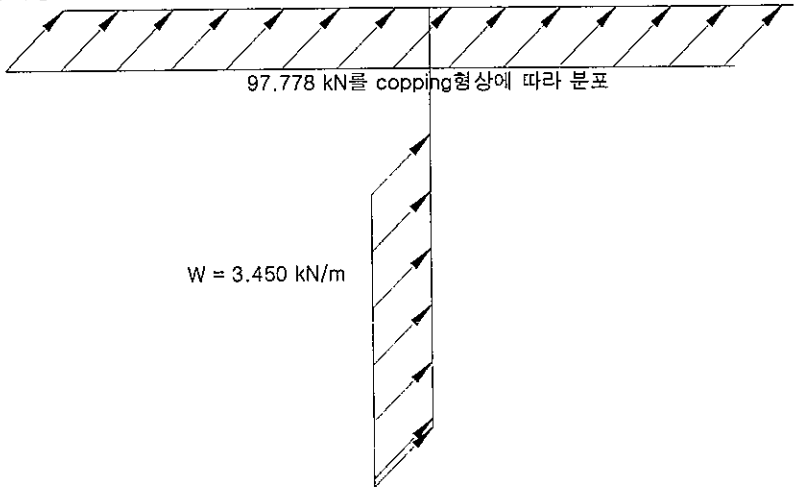


㉰ 교각 충돌하중 (CO-TR)

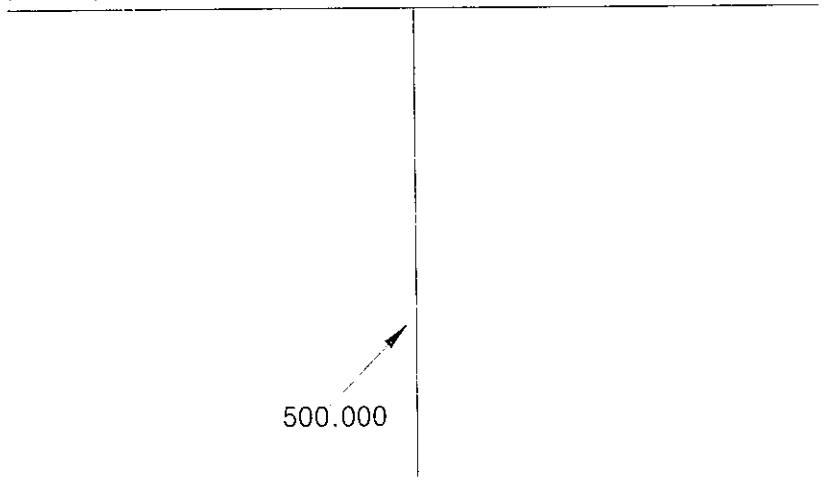


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㉯ 교각 충돌하중 (CO-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21

(교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12751.712	-5706.326	0.000	-13286.637	-5706.326	0.000	
L1	-3328.228	547.849	0.000	-3328.228	547.849	0.000	
L2	-2473.216	-256.677	0.000	-2473.216	-256.677	0.000	
L3	-2471.502	1142.777	0.000	-2471.502	1142.777	0.000	
W-TR	0.000	7752.087	-1010.592	0.000	13002.387	-1028.359	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	9099.000	2426.000	0.000	20658.000	2458.000	
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	2392.418	-1000.000	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12751.712	-116.372	0.000	-13286.637	-116.372	0.000	
L1	-3328.228	-56.922	0.000	-3328.228	-56.922	0.000	
L2	-2473.216	-27.359	0.000	-2473.216	-27.359	0.000	
L3	-2471.502	-25.168	0.000	-2471.502	-25.168	0.000	
W-LO	0.000	-217.547	97.778	0.000	-766.855	115.546	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	3976.000	2467.000	0.000	15944.000	2496.000	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	-1196.209	500.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-18298.528	5642.950	-13802.096	-4531.162	
L1	-3683.386	1211.241	-4108.987	-1360.142	
L2	-2851.038	943.031	-2655.802	-907.543	
L3	-2312.194	789.999	-3202.386	-1062.523	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	2201.448	0.000	-2201.448	0.000	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-33.544	1368.925	-564.587	2668.916	-7562.113	4127.407
L1	0.000	173.915	-66.088	525.833	-1347.543	813.674
L2	0.000	197.068	-74.886	387.354	-1018.868	665.868
L3	0.000	151.572	-57.597	297.434	-782.444	545.636
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	550.362	0.000	1100.724	0.000	1651.086	0.000
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-9309.036	5279.630	-7102.490	-4218.767	-5490.886	-3217.977
L1	-1688.472	1211.241	-2023.890	-1360.142	-1559.893	-939.265
L2	-1297.866	943.031	-1264.539	-907.543	-949.257	-638.222
L3	-1011.066	789.999	-1573.538	-1062.523	-1197.043	-762.135
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	2201.448	0.000	-2201.448	0.000	-1651.086	0.000
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-562.175	-1959.939	-23.283	-983.891
L1	-115.290	-621.602	0.000	-216.710
L2	-98.778	-365.955	0.000	-185.672
L3	-124.473	-461.519	0.000	-233.972
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-1100.724	0.000	-550.362	0.000
WL	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-16079.940	-5158.478	0.000	-16614.865	-5158.478	0.000	
SV002	-15224.928	-5963.003	0.000	-15759.853	-5963.003	0.000	
SV003	-15223.214	-4563.549	0.000	-15758.139	-4563.549	0.000	
SV004	-12751.712	2045.761	-1010.592	-13286.637	7296.060	-1028.359	
SV005	-16079.940	-1282.434	-505.296	-16614.865	1342.716	-514.180	
SV006	-15224.928	-2086.960	-505.296	-15759.853	538.190	-514.180	
SV007	-15223.214	-687.506	-505.296	-15758.139	1937.644	-514.180	
SV008	-16079.940	-5158.478	0.000	-16614.865	-5158.478	0.000	
SV009	-16079.940	-5158.478	0.000	-16614.865	-5158.478	0.000	
SV010	-15224.928	-5963.003	0.000	-15759.853	-5963.003	0.000	
SV011	-15224.928	-5963.003	0.000	-15759.853	-5963.003	0.000	
SV012	-15223.214	-4563.549	0.000	-15758.139	-4563.549	0.000	
SV013	-15223.214	-4563.549	0.000	-15758.139	-4563.549	0.000	
SV014	-12751.712	2045.761	-1010.592	-13286.637	7296.060	-1028.359	
SV015	-12751.712	2045.761	-1010.592	-13286.637	7296.060	-1028.359	
SV016	-16079.940	-1282.434	-505.296	-16614.865	1342.716	-514.180	
SV017	-16079.940	-1282.434	-505.296	-16614.865	1342.716	-514.180	
SV018	-15224.928	-2086.960	-505.296	-15759.853	538.190	-514.180	
SV019	-15224.928	-2086.960	-505.296	-15759.853	538.190	-514.180	
SV020	-15223.214	-687.506	-505.296	-15758.139	1937.644	-514.180	
SV021	-15223.214	-687.506	-505.296	-15758.139	1937.644	-514.180	
SV022	-12751.712	3392.674	2426.000	-13286.637	14951.674	2458.000	
SV023	-16079.940	-5158.478	0.000	-16614.865	-2766.060	-1000.000	
SV024	-15224.928	-5963.003	0.000	-15759.853	-3570.586	-1000.000	
SV025	-15223.214	-4563.549	0.000	-15758.139	-2171.132	-1000.000	
SV026	-12751.712	2045.761	-1010.592	-13286.637	9688.478	-2028.359	

2) 교축방향

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-16079.940	-173.294	0.000	-16614.865	-173.294	0.000	
SVB02	-15224.928	-143.731	0.000	-15759.853	-143.731	0.000	
SVB03	-15223.214	-141.540	0.000	-15758.139	-141.540	0.000	
SVB04	-12751.712	-333.919	97.778	-13286.637	-883.227	115.546	
SVB05	-16079.940	-282.068	48.889	-16614.865	-556.722	57.773	
SVB06	-15224.928	-252.505	48.889	-15759.853	-527.159	57.773	
SVB07	-15223.214	-250.314	48.889	-15758.139	-524.968	57.773	
SVB08	-16079.940	-173.294	0.000	-16614.865	-173.294	0.000	
SVB09	-16079.940	-173.294	0.000	-16614.865	-173.294	0.000	
SVB10	-15224.928	-143.731	0.000	-15759.853	-143.731	0.000	
SVB11	-15224.928	-143.731	0.000	-15759.853	-143.731	0.000	
SVB12	-15223.214	-141.540	0.000	-15758.139	-141.540	0.000	
SVB13	-15223.214	-141.540	0.000	-15758.139	-141.540	0.000	
SVB14	-12751.712	-333.919	97.778	-13286.637	-883.227	115.546	
SVB15	-12751.712	-333.919	97.778	-13286.637	-883.227	115.546	
SVB16	-16079.940	-282.068	48.889	-16614.865	-556.722	57.773	
SVB17	-16079.940	-282.068	48.889	-16614.865	-556.722	57.773	
SVB18	-15224.928	-252.505	48.889	-15759.853	-527.159	57.773	
SVB19	-15224.928	-252.505	48.889	-15759.853	-527.159	57.773	
SVB20	-15223.214	-250.314	48.889	-15758.139	-524.968	57.773	
SVB21	-15223.214	-250.314	48.889	-15758.139	-524.968	57.773	
SVB22	-12751.712	3859.628	2467.000	-13286.637	15827.628	2496.000	
SVB23	-16079.940	-173.294	0.000	-16614.865	-1369.503	500.000	
SVB24	-15224.928	-143.731	0.000	-15759.853	-1339.940	500.000	
SVB25	-15223.214	-141.540	0.000	-15758.139	-1337.749	500.000	
SVB26	-12751.712	-333.919	97.778	-13286.637	-2079.436	615.546	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-21981.914	6854.191	-17911.083	-5891.304	
SV002	-21149.566	6585.981	-16457.898	-5438.705	
SV003	-20610.722	6432.949	-17004.481	-5593.685	
SV004	-16097.080	5642.950	-16003.544	-4531.162	
SV005	-20881.190	6854.191	-19011.807	-5891.304	
SV006	-20048.842	6585.981	-17558.622	-5438.705	
SV007	-19509.998	6432.949	-18105.205	-5593.685	
SV008	-21981.914	6854.191	-17911.083	-5891.304	
SV009	-21981.914	6854.191	-17911.083	-5891.304	
SV010	-21149.566	6585.981	-16457.898	-5438.705	
SV011	-21149.566	6585.981	-16457.898	-5438.705	
SV012	-20610.722	6432.949	-17004.481	-5593.685	
SV013	-20610.722	6432.949	-17004.481	-5593.685	
SV014	-16097.080	5642.950	-16003.544	-4531.162	
SV015	-16097.080	5642.950	-16003.544	-4531.162	
SV016	-20881.190	6854.191	-19011.807	-5891.304	
SV017	-20881.190	6854.191	-19011.807	-5891.304	
SV018	-20048.842	6585.981	-17558.622	-5438.705	
SV019	-20048.842	6585.981	-17558.622	-5438.705	
SV020	-19509.998	6432.949	-18105.205	-5593.685	
SV021	-19509.998	6432.949	-18105.205	-5593.685	
SV022	-18298.528	5642.950	-13802.096	-4531.162	
SV023	-21981.914	6854.191	-17911.083	-5891.304	
SV024	-21149.566	6585.981	-16457.898	-5438.705	
SV025	-20610.722	6432.949	-17004.481	-5593.685	
SV026	-16097.080	5642.950	-16003.544	-4531.162	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-33.544	1542.840	-630.675	3194.749	-8909.656	4941.081
SV002	-33.544	1565.993	-639.473	3056.270	-8580.980	4793.275
SV003	-33.544	1520.497	-622.184	2966.350	-8344.557	4673.043
SV004	516.818	1368.925	536.137	2668.916	-6461.389	4127.407
SV005	241.637	1542.840	-355.494	3194.749	-8359.294	4941.081
SV006	241.637	1565.993	-364.292	3056.270	-8030.618	4793.275
SV007	241.637	1520.497	-347.003	2966.350	-7794.195	4673.043
SV008	-33.544	1542.840	-630.675	3194.749	-8909.656	4941.081
SV009	-33.544	1542.840	-630.675	3194.749	-8909.656	4941.081
SV010	-33.544	1565.993	-639.473	3056.270	-8580.980	4793.275
SV011	-33.544	1565.993	-639.473	3056.270	-8580.980	4793.275
SV012	-33.544	1520.497	-622.184	2966.350	-8344.557	4673.043
SV013	-33.544	1520.497	-622.184	2966.350	-8344.557	4673.043
SV014	516.818	1368.925	536.137	2668.916	-6461.389	4127.407
SV015	516.818	1368.925	536.137	2668.916	-6461.389	4127.407
SV016	241.637	1542.840	-355.494	3194.749	-8359.294	4941.081
SV017	241.637	1542.840	-355.494	3194.749	-8359.294	4941.081
SV018	241.637	1565.993	-364.292	3056.270	-8030.618	4793.275
SV019	241.637	1565.993	-364.292	3056.270	-8030.618	4793.275
SV020	241.637	1520.497	-347.003	2966.350	-7794.195	4673.043
SV021	241.637	1520.497	-347.003	2966.350	-7794.195	4673.043
SV022	-33.544	1368.925	-564.587	2668.916	-7562.113	4127.407
SV023	-33.544	1542.840	-630.675	3194.749	-8909.656	4941.081
SV024	-33.544	1565.993	-639.473	3056.270	-8580.980	4793.275
SV025	-33.544	1520.497	-622.184	2966.350	-8344.557	4673.043
SV026	516.818	1368.925	536.137	2668.916	-6461.389	4127.407

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-10997.508	6490.871	-9126.380	-5578.909	-7050.779	-4157.242
SV002	-10606.902	6222.661	-8367.029	-5126.310	-6440.143	-3856.199
SV003	-10320.101	6069.629	-8676.028	-5281.290	-6687.929	-3980.112
SV004	-7657.950	5279.630	-9303.938	-4218.767	-7141.972	-3217.977
SV005	-10171.965	6490.871	-10227.104	-5578.909	-7876.322	-4157.242
SV006	-9781.359	6222.661	-9467.753	-5126.310	-7265.686	-3856.199
SV007	-9494.558	6069.629	-9776.752	-5281.290	-7513.472	-3980.112
SV008	-10997.508	6490.871	-9126.380	-5578.909	-7050.779	-4157.242
SV009	-10997.508	6490.871	-9126.380	-5578.909	-7050.779	-4157.242
SV010	-10606.902	6222.661	-8367.029	-5126.310	-6440.143	-3856.199
SV011	-10606.902	6222.661	-8367.029	-5126.310	-6440.143	-3856.199
SV012	-10320.101	6069.629	-8676.028	-5281.290	-6687.929	-3980.112
SV013	-10320.101	6069.629	-8676.028	-5281.290	-6687.929	-3980.112
SV014	-7657.950	5279.630	-9303.938	-4218.767	-7141.972	-3217.977
SV015	-7657.950	5279.630	-9303.938	-4218.767	-7141.972	-3217.977
SV016	-10171.965	6490.871	-10227.104	-5578.909	-7876.322	-4157.242
SV017	-10171.965	6490.871	-10227.104	-5578.909	-7876.322	-4157.242
SV018	-9781.359	6222.661	-9467.753	-5126.310	-7265.686	-3856.199
SV019	-9781.359	6222.661	-9467.753	-5126.310	-7265.686	-3856.199
SV020	-9494.558	6069.629	-9776.752	-5281.290	-7513.472	-3980.112
SV021	-9494.558	6069.629	-9776.752	-5281.290	-7513.472	-3980.112
SV022	-9309.036	5279.630	-7102.490	-4218.767	-5490.886	-3217.977
SV023	-10997.508	6490.871	-9126.380	-5578.909	-7050.779	-4157.242
SV024	-10606.902	6222.661	-8367.029	-5126.310	-6440.143	-3856.199
SV025	-10320.101	6069.629	-8676.028	-5281.290	-6687.929	-3980.112
SV026	-7657.950	5279.630	-9303.938	-4218.767	-7141.972	-3217.977

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-677.464	-2581.541	-23.283	-1200.601
SV002	-660.952	-2325.894	-23.283	-1169.563
SV003	-686.648	-2421.458	-23.283	-1217.863
SV004	-1662.899	-1959.939	-573.645	-983.891
SV005	-1227.826	-2581.541	-298.464	-1200.601
SV006	-1211.314	-2325.894	-298.464	-1169.563
SV007	-1237.010	-2421.458	-298.464	-1217.863
SV008	-677.464	-2581.541	-23.283	-1200.601
SV009	-677.464	-2581.541	-23.283	-1200.601
SV010	-660.952	-2325.894	-23.283	-1169.563
SV011	-660.952	-2325.894	-23.283	-1169.563
SV012	-686.648	-2421.458	-23.283	-1217.863
SV013	-686.648	-2421.458	-23.283	-1217.863
SV014	-1662.899	-1959.939	-573.645	-983.891
SV015	-1662.899	-1959.939	-573.645	-983.891
SV016	-1227.826	-2581.541	-298.464	-1200.601
SV017	-1227.826	-2581.541	-298.464	-1200.601
SV018	-1211.314	-2325.894	-298.464	-1169.563
SV019	-1211.314	-2325.894	-298.464	-1169.563
SV020	-1237.010	-2421.458	-298.464	-1217.863
SV021	-1237.010	-2421.458	-298.464	-1217.863
SV022	-562.175	-1959.939	-23.283	-983.891
SV023	-677.464	-2581.541	-23.283	-1200.601
SV024	-660.952	-2325.894	-23.283	-1169.563
SV025	-686.648	-2421.458	-23.283	-1217.863
SV026	-1662.899	-1959.939	-573.645	-983.891

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-23732.916	-6240.350	0.000	-24428.319	-6240.350	0.000	
UL002	-21894.640	-7970.079	0.000	-22590.043	-7970.079	0.000	
UL003	-21890.955	-4961.253	0.000	-22586.358	-4961.253	0.000	
UL004	-16577.226	2659.489	-1313.770	-17272.628	9484.878	-1336.867	
UL005	-20903.922	-1667.165	-656.885	-21599.325	1745.530	-668.434	
UL006	-19792.406	-2713.048	-656.885	-20487.809	699.647	-668.434	
UL007	-19790.178	-893.757	-656.885	-20485.581	2518.937	-668.434	
UL008	-20903.922	-6706.021	0.000	-21599.325	-6706.021	0.000	
UL009	-20903.922	-6706.021	0.000	-21599.325	-6706.021	0.000	
UL010	-19792.406	-7751.904	0.000	-20487.809	-7751.904	0.000	
UL011	-19792.406	-7751.904	0.000	-20487.809	-7751.904	0.000	
UL012	-19790.178	-5932.614	0.000	-20485.581	-5932.614	0.000	
UL013	-19790.178	-5932.614	0.000	-20485.581	-5932.614	0.000	
UL014	-15939.640	2557.201	-1263.240	-16608.297	9120.075	-1285.449	
UL015	-15939.640	2557.201	-1263.240	-16608.297	9120.075	-1285.449	
UL016	-20099.925	-1603.043	-631.620	-20768.582	1678.394	-642.725	
UL017	-20099.925	-1603.043	-631.620	-20768.582	1678.394	-642.725	
UL018	-19031.160	-2608.700	-631.620	-19699.817	672.738	-642.725	
UL019	-19031.160	-2608.700	-631.620	-19699.817	672.738	-642.725	
UL020	-19029.017	-859.382	-631.620	-19697.674	2422.055	-642.725	
UL021	-19029.017	-859.382	-631.620	-19697.674	2422.055	-642.725	
UL022	-12751.712	3392.674	2426.000	-13286.637	14951.674	2458.000	
UL023	-20903.922	-6706.021	0.000	-21599.325	-3595.878	-1300.000	
UL024	-19792.406	-7751.904	0.000	-20487.809	-4641.761	-1300.000	
UL025	-19790.178	-5932.614	0.000	-20485.581	-2822.471	-1300.000	
UL026	-15302.054	2454.913	-1212.711	-15943.965	11626.173	-2434.031	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-19907.402	-4528.452	0.000	-20442.328	-4528.452	0.000	
UE002	-18069.126	-6258.182	0.000	-18604.052	-6258.182	0.000	
UE003	-18065.441	-3249.355	0.000	-18600.367	-3249.355	0.000	
UE004	-12751.712	4371.387	-1313.770	-13286.637	11196.776	-1336.867	
UE005	-17078.408	44.733	-656.885	-17613.334	3457.428	-668.434	
UE006	-15966.893	-1001.150	-656.885	-16501.818	2411.545	-668.434	
UE007	-15964.665	818.140	-656.885	-16499.590	4230.835	-668.434	
UE008	-17078.408	-4994.123	0.000	-17613.334	-4994.123	0.000	
UE009	-17078.408	-4994.123	0.000	-17613.334	-4994.123	0.000	
UE010	-15966.893	-6040.006	0.000	-16501.818	-6040.006	0.000	
UE011	-15966.893	-6040.006	0.000	-16501.818	-6040.006	0.000	
UE012	-15964.665	-4220.716	0.000	-16499.590	-4220.716	0.000	
UE013	-15964.665	-4220.716	0.000	-16499.590	-4220.716	0.000	
UE014	-12114.126	4269.099	-1263.240	-12622.305	10831.973	-1285.449	
UE015	-12114.126	4269.099	-1263.240	-12622.305	10831.973	-1285.449	
UE016	-16274.411	108.855	-631.620	-16782.590	3390.292	-642.725	
UE017	-16274.411	108.855	-631.620	-16782.590	3390.292	-642.725	
UE018	-15205.646	-896.802	-631.620	-15713.825	2384.636	-642.725	
UE019	-15205.646	-896.802	-631.620	-15713.825	2384.636	-642.725	
UE020	-15203.504	852.516	-631.620	-15711.683	4133.953	-642.725	
UE021	-15203.504	852.516	-631.620	-15711.683	4133.953	-642.725	
UE022	-12751.712	-2673.326	2426.000	-13286.637	1179.674	2458.000	
UE023	-17078.408	-4994.123	0.000	-17613.334	-1883.980	-1300.000	
UE024	-15966.893	-6040.006	0.000	-16501.818	-2929.863	-1300.000	
UE025	-15964.665	-4220.716	0.000	-16499.590	-1110.573	-1300.000	
UE026	-11476.541	4166.811	-1212.711	-11957.974	13338.071	-2434.031	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-23732.916	-273.666	0.000	-24428.319	-273.666	0.000	
ULB02	-21894.640	-210.105	0.000	-22590.043	-210.105	0.000	
ULB03	-21890.955	-205.395	0.000	-22586.358	-205.395	0.000	
ULB04	-16577.226	-434.095	127.112	-17272.628	-1148.195	150.209	
ULB05	-20903.922	-366.688	63.556	-21599.325	-723.738	75.105	
ULB06	-19792.406	-328.256	63.556	-20487.809	-685.306	75.105	
ULB07	-19790.178	-325.408	63.556	-20485.581	-682.458	75.105	
ULB08	-20903.922	-225.282	0.000	-21599.325	-225.282	0.000	
ULB09	-20903.922	-225.282	0.000	-21599.325	-225.282	0.000	
ULB10	-19792.406	-186.850	0.000	-20487.809	-186.850	0.000	
ULB11	-19792.406	-186.850	0.000	-20487.809	-186.850	0.000	
ULB12	-19790.178	-184.002	0.000	-20485.581	-184.002	0.000	
ULB13	-19790.178	-184.002	0.000	-20485.581	-184.002	0.000	
ULB14	-15939.640	-417.399	122.223	-16608.297	-1104.034	144.432	
ULB15	-15939.640	-417.399	122.223	-16608.297	-1104.034	144.432	
ULB16	-20099.925	-352.584	61.111	-20768.582	-695.902	72.216	
ULB17	-20099.925	-352.584	61.111	-20768.582	-695.902	72.216	
ULB18	-19031.160	-315.631	61.111	-19699.817	-658.948	72.216	
ULB19	-19031.160	-315.631	61.111	-19699.817	-658.948	72.216	
ULB20	-19029.017	-312.892	61.111	-19697.674	-656.210	72.216	
ULB21	-19029.017	-312.892	61.111	-19697.674	-656.210	72.216	
ULB22	-12751.712	3859.628	2467.000	-13286.637	15827.628	2496.000	
ULB23	-20903.922	-225.282	0.000	-21599.325	-1780.354	650.000	
ULB24	-19792.406	-186.850	0.000	-20487.809	-1741.922	650.000	
ULB25	-19790.178	-184.002	0.000	-20485.581	-1739.073	650.000	
ULB26	-15302.054	-400.703	117.334	-15943.965	-2495.323	738.655	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN·m)	V(kN)	P(kN)	M(kN·m)	V(kN)	
UEB01	-19907.402	-238.754	0.000	-20442.328	-238.754	0.000	
UEB02	-18069.126	-175.194	0.000	-18604.052	-175.194	0.000	
UEB03	-18065.441	-170.483	0.000	-18600.367	-170.483	0.000	
UEB04	-12751.712	-399.183	127.112	-13286.637	-1113.284	150.209	
UEB05	-17078.408	-331.776	63.556	-17613.334	-688.827	75.105	
UEB06	-15966.893	-293.344	63.556	-16501.818	-650.395	75.105	
UEB07	-15964.665	-290.496	63.556	-16499.590	-647.546	75.105	
UEB08	-17078.408	-190.371	0.000	-17613.334	-190.371	0.000	
UEB09	-17078.408	-190.371	0.000	-17613.334	-190.371	0.000	
UEB10	-15966.893	-151.939	0.000	-16501.818	-151.939	0.000	
UEB11	-15966.893	-151.939	0.000	-16501.818	-151.939	0.000	
UEB12	-15964.665	-149.090	0.000	-16499.590	-149.090	0.000	
UEB13	-15964.665	-149.090	0.000	-16499.590	-149.090	0.000	
UEB14	-12114.126	-382.487	122.223	-12622.305	-1069.122	144.432	
UEB15	-12114.126	-382.487	122.223	-12622.305	-1069.122	144.432	
UEB16	-16274.411	-317.673	61.111	-16782.590	-660.990	72.216	
UEB17	-16274.411	-317.673	61.111	-16782.590	-660.990	72.216	
UEB18	-15205.646	-280.719	61.111	-15713.825	-624.037	72.216	
UEB19	-15205.646	-280.719	61.111	-15713.825	-624.037	72.216	
UEB20	-15203.504	-277.980	61.111	-15711.683	-621.298	72.216	
UEB21	-15203.504	-277.980	61.111	-15711.683	-621.298	72.216	
UEB22	-12751.712	1208.961	2467.000	-13286.637	5198.295	2496.000	
UEB23	-17078.408	-190.371	0.000	-17613.334	-1745.442	650.000	
UEB24	-15966.893	-151.939	0.000	-16501.818	-1707.010	650.000	
UEB25	-15964.665	-149.090	0.000	-16499.590	-1704.162	650.000	
UEB26	-11476.541	-365.791	117.334	-11957.974	-2460.412	738.655	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-31707.367	9940.004	-26777.047	-8814.816	
UL002	-29917.819	9363.352	-23652.699	-7841.729	
UL003	-28759.303	9034.333	-24827.854	-8174.936	
UL004	-20926.204	7335.836	-20804.607	-5890.511	
UL005	-27145.547	8910.449	-24715.349	-7658.696	
UL006	-26063.495	8561.776	-22826.208	-7070.317	
UL007	-25362.997	8362.834	-23536.767	-7271.791	
UL008	-28576.488	8910.449	-23284.408	-7658.696	
UL009	-28576.488	8910.449	-23284.408	-7658.696	
UL010	-27494.436	8561.776	-21395.267	-7070.317	
UL011	-27494.436	8561.776	-21395.267	-7070.317	
UL012	-26793.939	8362.834	-22105.826	-7271.791	
UL013	-26793.939	8362.834	-22105.826	-7271.791	
UL014	-20121.350	7053.688	-20004.430	-5663.953	
UL015	-20121.350	7053.688	-20004.430	-5663.953	
UL016	-26101.488	8567.739	-23764.759	-7364.131	
UL017	-26101.488	8567.739	-23764.759	-7364.131	
UL018	-25061.053	8232.477	-21948.277	-6798.382	
UL019	-25061.053	8232.477	-21948.277	-6798.382	
UL020	-24387.497	8041.187	-22631.507	-6992.107	
UL021	-24387.497	8041.187	-22631.507	-6992.107	
UL022	-18298.528	5642.950	-13802.096	-4531.162	
UL023	-28576.488	8910.449	-23284.408	-7658.696	
UL024	-27494.436	8561.776	-21395.267	-7070.317	
UL025	-26793.939	8362.834	-22105.826	-7271.791	
UL026	-19316.496	6771.541	-19204.252	-5437.395	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-43.608	2153.519	-876.052	4600.131	-12727.963	7115.028
UL002	-43.608	2203.298	-894.968	4302.401	-12021.312	6797.245
UL003	-43.608	2105.482	-857.797	4109.073	-11513.001	6538.746
UL004	671.863	1779.602	696.978	3469.590	-8399.805	5365.628
UL005	314.128	2005.692	-462.142	4153.173	-10867.082	6423.405
UL006	314.128	2035.791	-473.579	3973.150	-10439.804	6231.257
UL007	314.128	1976.646	-451.104	3856.254	-10132.453	6074.955
UL008	-43.608	2005.692	-819.877	4153.173	-11582.552	6423.405
UL009	-43.608	2005.692	-819.877	4153.173	-11582.552	6423.405
UL010	-43.608	2035.791	-831.315	3973.150	-11155.274	6231.257
UL011	-43.608	2035.791	-831.315	3973.150	-11155.274	6231.257
UL012	-43.608	1976.646	-808.840	3856.254	-10847.924	6074.955
UL013	-43.608	1976.646	-808.840	3856.254	-10847.924	6074.955
UL014	646.022	1711.156	670.171	3336.144	-8076.736	5159.258
UL015	646.022	1711.156	670.171	3336.144	-8076.736	5159.258
UL016	302.046	1928.550	-444.367	3993.436	-10449.117	6176.351
UL017	302.046	1928.550	-444.367	3993.436	-10449.117	6176.351
UL018	302.046	1957.491	-455.365	3820.337	-10038.273	5991.593
UL019	302.046	1957.491	-455.365	3820.337	-10038.273	5991.593
UL020	302.046	1900.621	-433.754	3707.937	-9742.744	5841.303
UL021	302.046	1900.621	-433.754	3707.937	-9742.744	5841.303
UL022	-33.544	1368.925	-564.587	2668.916	-7562.113	4127.407
UL023	-43.608	2005.692	-819.877	4153.173	-11582.552	6423.405
UL024	-43.608	2035.791	-831.315	3973.150	-11155.274	6231.257
UL025	-43.608	1976.646	-808.840	3856.254	-10847.924	6074.955
UL026	620.181	1642.710	643.364	3202.699	-7753.667	4952.888

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-15731.961	9467.687	-13584.600	-8408.702	-10491.921	-6202.789
UL002	-14892.159	8891.035	-11951.995	-7435.614	-9179.054	-5555.547
UL003	-14275.537	8562.016	-12616.344	-7768.821	-9711.794	-5821.960
UL004	-9955.334	6863.519	-12095.120	-5484.397	-9284.563	-4183.370
UL005	-13223.554	8438.132	-13295.235	-7252.581	-10239.218	-5404.414
UL006	-12715.766	8089.459	-12308.079	-6664.203	-9445.391	-5013.058
UL007	-12342.925	7890.517	-12709.778	-6865.677	-9767.514	-5174.145
UL008	-14296.760	8438.132	-11864.294	-7252.581	-9166.012	-5404.414
UL009	-14296.760	8438.132	-11864.294	-7252.581	-9166.012	-5404.414
UL010	-13788.972	8089.459	-10877.138	-6664.203	-8372.185	-5013.058
UL011	-13788.972	8089.459	-10877.138	-6664.203	-8372.185	-5013.058
UL012	-13416.131	7890.517	-11278.837	-6865.677	-8694.308	-5174.145
UL013	-13416.131	7890.517	-11278.837	-6865.677	-8694.308	-5174.145
UL014	-9572.437	6599.537	-11629.923	-5273.458	-8927.465	-4022.471
UL015	-9572.437	6599.537	-11629.923	-5273.458	-8927.465	-4022.471
UL016	-12714.956	8113.588	-12783.880	-6973.636	-9845.402	-5196.552
UL017	-12714.956	8113.588	-12783.880	-6973.636	-9845.402	-5196.552
UL018	-12226.698	7778.326	-11834.691	-6407.887	-9082.107	-4820.248
UL019	-12226.698	7778.326	-11834.691	-6407.887	-9082.107	-4820.248
UL020	-11868.198	7587.036	-12220.940	-6601.612	-9391.840	-4975.140
UL021	-11868.198	7587.036	-12220.940	-6601.612	-9391.840	-4975.140
UL022	-9309.036	5279.630	-7102.490	-4218.767	-5490.886	-3217.977
UL023	-14296.760	8438.132	-11864.294	-7252.581	-9166.012	-5404.414
UL024	-13788.972	8089.459	-10877.138	-6664.203	-8372.185	-5013.058
UL025	-13416.131	7890.517	-11278.837	-6865.677	-8694.308	-5174.145
UL026	-9189.539	6335.556	-11164.726	-5062.520	-8570.366	-3861.572

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-978.700	-3884.365	-30.268	-1744.985
UL002	-943.199	-3334.724	-30.268	-1678.253
UL003	-998.444	-3540.187	-30.268	-1782.098
UL004	-2161.768	-2547.921	-745.739	-1279.059
UL005	-1596.174	-3356.003	-388.004	-1560.782
UL006	-1574.708	-3023.662	-388.004	-1520.432
UL007	-1608.113	-3147.895	-388.004	-1583.222
UL008	-880.704	-3356.003	-30.268	-1560.782
UL009	-880.704	-3356.003	-30.268	-1560.782
UL010	-859.238	-3023.662	-30.268	-1520.432
UL011	-859.238	-3023.662	-30.268	-1520.432
UL012	-892.642	-3147.895	-30.268	-1583.222
UL013	-892.642	-3147.895	-30.268	-1583.222
UL014	-2078.623	-2449.924	-717.057	-1229.864
UL015	-2078.623	-2449.924	-717.057	-1229.864
UL016	-1534.783	-3226.926	-373.080	-1500.752
UL017	-1534.783	-3226.926	-373.080	-1500.752
UL018	-1514.143	-2907.368	-373.080	-1461.954
UL019	-1514.143	-2907.368	-373.080	-1461.954
UL020	-1546.262	-3026.823	-373.080	-1522.329
UL021	-1546.262	-3026.823	-373.080	-1522.329
UL022	-562.175	-1959.939	-23.283	-983.891
UL023	-880.704	-3356.003	-30.268	-1560.782
UL024	-859.238	-3023.662	-30.268	-1520.432
UL025	-892.642	-3147.895	-30.268	-1583.222
UL026	-1995.478	-2351.927	-688.374	-1180.670

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

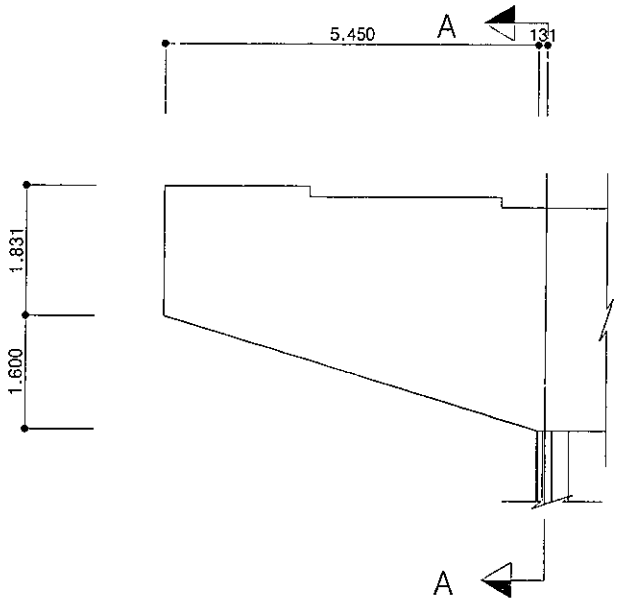
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 9940.004 kN - "ULO-01"

Mu = 31707.367 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 31707.367 / 9940.004 = 3.190 m

d = 2.850 - 0.192 = 2.657 m

a/d = 3.190 / 2.657 = 1.200 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2900.0	2849.8	2657.4	100.0	31707.4	9940.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 41204.500 x 400.00 = 16481800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2900.000 = 66555.000 x a

T = C 이므로, a = 247.642 mm, c = 247.642 / β1 = 247.642 / 0.85 = 291.343 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2749.80 - 291.343) / 291.343 = 0.02532

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 36609.190 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm) , [사용률 = 1.126]

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00535

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 247.642 mm

ΦMn = 0.85 x 41204.500 x 400 x (2657.38 - a/2) = 35493.925 kN.m

≥ Mu (= 31707.367 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.119]

* 전단에 대한 검토 (d = 2657.38 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2657.38 = 5339.145 kN

< Vu (= 9940.004 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (9940.004-5339.145) x 150.00 / (400x2657.38xΦ) x 1000 = 811.572 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2900.0 x 150.0 / 400.0 = 353.176 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2900.0 x 150.0 / 400.0 = 380.625 mm²

Av_min = 380.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 2657.38 / 150.00 x 1000 = 12181.415 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2900.00 x 2657.38 x 1000 = 26695.726 kN ≥ 12181.415 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6673.932 + 12181.415) = 15084.277 kN ≥ 9940.004 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 3.2 < 2d(=5.500) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.595 m (< d = 2.750 m) L 위험단면 위치
- Vu = 9482.324 kN - "ULO-01

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 0.988 m

Vui = 9467.687 kN (I단), Vuj = 9745.461 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.986 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 9467.687 + (9745.461 - 9467.687)/0.988 x (3.986 - 3.934)

= 9482.324 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	6379.7	2657.4	9482.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2657.38

= 26695.726 kN ≥ Vu(= 9482.324 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2657.38 = 5339.145 kN

< Vu (= 9482.324 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 15246.548 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (15246.548 + 6673.932)

= 17536.384 kN ≥ Vu(= 9482.324 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.831 x 5.581 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 137.060 kN

w2 = 1.600 x (5.581-0.131) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 58.479 kN

w3 = 1.600 x (5.581-5.450) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 2.811 kN

Vc = 137.060 + 58.479 + 2.811 = 198.350 kN

Mc = 137.060 x 2.791 + 58.479 x 1.948 + 2.811 x 0.066 = 496.546 kN.m

Vu = 222.680 x sin 63.86 + 218.820 x cos 63.86 +
223.200 x sin 63.86 + 219.430 x cos 63.86 +
222.610 x sin 63.86 + 218.840 x cos 63.86 +
223.180 x sin 63.86 + 219.530 x cos 63.86 +
198.350(Vc)
= 1385.040 kN

Mu = 222.680 x sin 63.86 x 4.883 + 218.820 x cos 63.86 x 4.883 +
223.200 x sin 63.86 x 2.066 + 219.430 x cos 63.86 x 2.066 +
222.610 x sin 63.86 x 4.503 + 218.840 x cos 63.86 x 4.503 +
223.180 x sin 63.86 x 1.647 + 219.530 x cos 63.86 x 1.647 +
496.546(Mc)
= 4380.224 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2849.8	2900.0	2800.0	100.0	4380.2	1385.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8627.500 x 400.00 = 3451000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2849.802 = 65402.956 x a

T = C 이므로, a = 52.765 mm, c = 52.765 / β1 = 52.765 / 0.85 = 62.077 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 62.077) / 62.077 = 0.13232

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4624.431 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 8627.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.866]

1단 : H22 - 16.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 8120.8 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00108

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 52.765 mm

ΦMn = 0.85 x 8627.500 x 400 x (2800.00 - a/2) = 8135.991 kN.m

≥ Mu (= 4380.224 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.857]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2849.80 x 2800.00 = 5528.322 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1385.040 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 21981.914 x 1000000 / [41204.500 x (2657.377 - 634.362/3)]

= 218.111 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2657.4/(7x41204.500)]

= 634.362 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.11) - 2.5 x 85.50 = 147.30 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 218.11) = 288.84 mm

Sa는 작은 값인 147.30 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 147.30 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4380.224 x 1000000 / [8627.500 x (2800.000 - 323.951/3)]

= 188.597 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8627.500/2849.8 + 7x8627.500/2849.8 x √[(1 + 2x2849.8x2800.0/(7x8627.500)]

= 323.951 mm

사용철근량 = 8627.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 16.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 8120.8 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 188.60) - 2.5 x 85.50 = 203.81 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 188.60) = 334.05 mm

Sa는 작은 값인 203.81 mm 를 적용

S = 2849.80 / 19.0 EA = 149.99 ≤ Sa (= 203.81 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

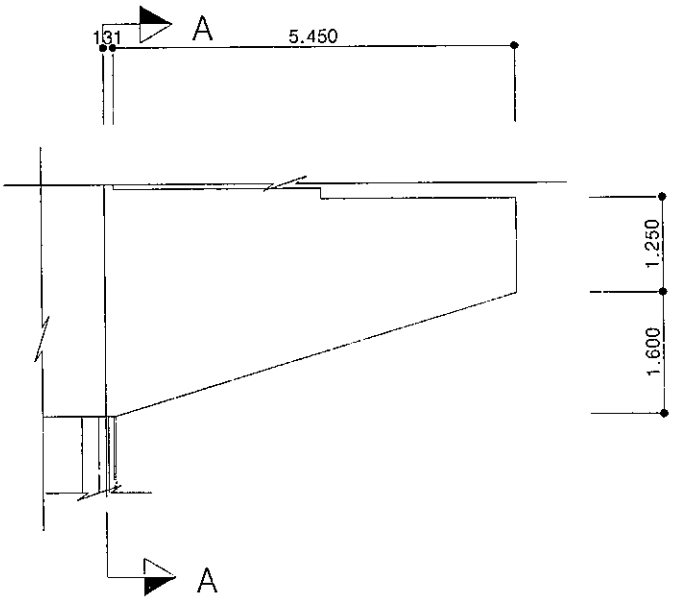
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 8814.816 kN - "ULO-01"

Mu = 26777.047 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 26777.047 / 8814.816 = 3.038 m

d = 2.850 - 0.192 = 2.657 m

a/d = 3.038 / 2.657 = 1.143 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2900.0	2849.8	2657.4	100.0	26777.0	8814.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 41204.500 x 400.00 = 16481800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2900.000 = 66555.000 x a

T = C 이므로, a = 247.642 mm, c = 247.642 / β1 = 247.642 / 0.85 = 291.343 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2749.80 - 291.343) / 291.343 = 0.02532

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 30702.738 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.342]

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00535

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 247.642 mm

ΦMn = 0.85 x 41204.500 x 400 x (2657.38 - a/2) = 35493.925 kN.m

≥ Mu (= 26777.047 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.326]

* 전단에 대한 검토 (d = 2657.38 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2657.38 = 5339.145 kN

< Vu (= 8814.816 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (8814.816-5339.145) x 150.00 / (400x2657.38xΦ) x 1000 = 613.094 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2900.0 x 150.0 / 400.0 = 353.176 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2900.0 x 150.0 / 400.0 = 380.625 mm²

Av_min = 380.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 2657.38 / 150.00 x 1000 = 12181.415 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2900.00 x 2657.38 x 1000 = 26695.726 kN ≥ 12181.415 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6673.932 + 12181.415) = 15084.277 kN ≥ 8814.816 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 3 < 2d(=5.500) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.519 m (< d = 2.750 m) L 위험단면 위치

- Vu = 8412.407 kN - "ULO-01

부재번호 : 15 (I단 : 절점15, J단 : 절점16) 부재길이(L) : 1.402 m

Vui = -8776.179 kN (I단), Vuj = -8408.702 kN (J단)

검토위치(Lc) = 9.138 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -8776.179 + (-8408.702 - -8776.179)/1.402 x (9.138 - 7.750)

= -8412.407 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	6075.5	2657.4	8412.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2657.38

= 26695.726 kN ≥ Vu(= 8412.407 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2657.38 = 5339.145 kN

< Vu (= 8412.407 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 15287.363 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (15287.363 + 6673.932)

= 17569.036 kN ≥ Vu(= 8412.407 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.831 x 5.581 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 137.060 kN

w2 = 1.600 x (5.581-0.131) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 58.479 kN

w3 = 1.600 x (5.581-5.450) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 2.811 kN

Vc = 137.060 + 58.479 + 2.811 = 198.350 kN

Mc = 137.060 x 2.791 + 58.479 x 1.948 + 2.811 x 0.066 = 496.546 kN.m

Vu = 223.500 x sin 63.86 + 219.580 x cos 63.86 +
223.220 x sin 63.86 + 219.100 x cos 63.86 +
223.510 x sin 63.86 + 219.490 x cos 63.86 +
223.280 x sin 63.86 + 218.810 x cos 63.86 +
198.350(Vc)
= 1386.851 kN

Mu = 223.500 x sin 63.86 x 1.533 + 219.580 x cos 63.86 x 1.533 +
223.220 x sin 63.86 x 4.351 + 219.100 x cos 63.86 x 4.351 +
223.510 x sin 63.86 x 2.027 + 219.490 x cos 63.86 x 2.027 +
223.280 x sin 63.86 x 4.883 + 218.810 x cos 63.86 x 4.883 +
496.546(Mc)
= 4296.385 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2849.8	2900.0	2800.0	100.0	4296.4	1386.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8627.500 x 400.00 = 3451000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2849.802 = 65402.956 x a

T = C 이므로, a = 52.765 mm, c = 52.765 / β1 = 52.765 / 0.85 = 62.077 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 62.077) / 62.077 = 0.13232

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4535.475 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8627.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.902]

1단 : H22 - 16.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 8120.8 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00108

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 52.765 mm

ΦMn = 0.85 x 8627.500 x 400 x (2800.00 - a/2) = 8135.991 kN.m

≥ Mu (= 4296.385 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.894]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2849.80 x 2800.00 = 5528.322 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1386.851 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19011.807 x 1000000 / [41204.500 x (2657.377 - 634.362/3)]

= 188.641 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2657.4/(7x41204.500)]

= 634.362 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 188.64) - 2.5 x 85.50 = 203.71 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 188.64) = 333.97 mm

Sa는 작은 값인 203.71 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 203.71 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4296.385 x 1000000 / [8627.500 x (2800.000 - 323.951/3)]

= 184.987 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8627.500/2849.8 + 7x8627.500/2849.8 x √[(1 + 2x2849.8x2800.0/(7x8627.500)]

= 323.951 mm

사용철근량 = 8627.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 16.0 EA, H29 - 3.0 EA (= 8120.8 mm²)

2단 : H25 - 1.0 EA (= 506.7 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.99) - 2.5 x 85.50 = 211.96 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 184.99) = 340.57 mm

Sa는 작은 값인 211.96 mm 를 적용

S = 2849.80 / 19.0 EA = 149.99 ≤ Sa (= 211.96 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.020 (43.61/2203.30) < 2d(=3.872) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	6379.7	1843.5	2203.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 1843.49

= 18519.527 kN ≥ Vu(= 2203.298 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1843.49 = 3703.905 kN

≥ Vu (= 2203.298 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 241.637 x 1000000 / [41204.500 x (1843.492 - 514.215/3)]

= 3.507 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1843.5/(7x41204.500)]

= 514.215 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 3.51) - 2.5 x 85.50 = 22240.13 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 3.51) = 17963.10 mm

Sa는 작은 값인 17963.10 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 17963.10 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침6) : UL0-01(절점 3)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.190 (876.05/4600.13) < 2d(=4.095) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	6379.7	1955.1	4600.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 1955.05

= 19640.244 kN ≥ Vu(= 4600.131 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1955.05 = 3928.049 kN

< Vu (= 4600.131 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 10990.834 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (10990.834 + 4910.061)

= 12720.716 kN ≥ Vu(= 4600.131 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 630.675 x 1000000 / [41204.500 x (1955.052 - 532.037/3)]

= 8.610 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b$\sqrt{}$[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x $\sqrt{}$[(1 + 2x2900.0x1955.1/(7x41204.500)]

= 532.037 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 8.61) - 2.5 x 85.50 = 8932.64 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 8.61) = 7317.11 mm

Sa는 작은 값인 7317.11 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 7317.11 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-01(절점 5)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.789 (12727.96/7115.03) < 2d(=5.230) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	6379.7	2522.5	7115.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x $\sqrt{}$fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x $\sqrt{}$27 / 6 x 2900.00 x 2522.47

= 25340.481 kN ≥ Vu(= 7115.028 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x $\sqrt{}$fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x $\sqrt{}$27 x 2900.00 x 2522.47 = 5068.096 kN

< Vu (= 7115.028 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14429.093 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14429.093 + 6335.120)

= 16611.371 kN ≥ Vu(= 7115.028 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8909.656 x 1000000 / [41204.500 x (2522.471 - 615.843/3)]

= 93.316 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2522.5/(7x41204.500)]

= 615.843 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.32) - 2.5 x 85.50 = 630.16 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.32) = 675.13 mm

Sa는 작은 값인 630.16 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 630.16 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침7) : UL0-01(절점 6)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.662 (15731.96/9467.69) < 2d(=5.476) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	6379.7	2645.5	9467.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2645.48

= 26576.218 kN ≥ Vu(= 9467.687 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2645.48 = 5315.244 kN

< Vu (= 9467.687 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 15174.463 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (15174.463 + 6644.054)

= 17454.814 kN ≥ Vu(= 9467.687 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10997.508 x 1000000 / [41204.500 x (2645.480 - 632.747/3)]

= 109.630 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2645.5/(7x41204.500)]

= 632.747 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.63) - 2.5 x 85.50 = 504.58 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.63) = 574.66 mm

Sa는 작은 값인 504.58 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 504.58 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침4) : ULO-01(절점 16)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.616 (13584.60/8408.70) < 2d(=4.950) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	6075.5	2382.7	8408.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2382.74

= 23936.778 kN ≥ Vu(= 8408.702 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2382.74 = 4787.356 kN

< Vu (= 8408.702 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 13623.226 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (13623.226 + 5984.195)

= 15685.936 kN ≥ Vu(= 8408.702 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10227.104 x 1000000 / [41204.500 x (2382.742 - 596.144/3)]

= 113.645 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2382.7/(7x41204.500)]

= 596.144 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 113.64) - 2.5 x 85.50 = 479.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 113.64) = 554.36 mm

Sa는 작은 값인 479.20 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 479.20 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침9) : ULO-01(절점 17)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.691 (10491.92/6202.79) < 2d(=4.660) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	6075.5	2237.7	6202.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2237.71

= 22479.847 kN ≥ Vu(= 6202.789 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2237.71 = 4495.969 kN

< Vu (= 6202.789 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12744.436 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (12744.436 + 5619.962)

= 14691.518 kN ≥ Vu(= 6202.789 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7876.322 x 1000000 / [41204.500 x (2237.715 - 575.088/3)]

= 93.426 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2237.7/(7x41204.500)]

= 575.088 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 93.43) - 2.5 x 85.50 = 629.16 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 93.43) = 674.33 ㎜

Sa는 작은 값인 629.16 ㎜ 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 629.16 ㎜) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침5) : UL0-01(절점 19)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.252 (978.70/3884.36) < 2d(=3.022) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1227.826 x 1000000 / [41204.500 x (1418.478 - 440.960/3)]

= 23.436 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1418.5/(7x41204.500)]

= 440.960 ㎜

사용철근량 = 41204.5 ㎟ (철근도심 : 192.4 ㎜)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 ㎟)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 ㎟)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 23.44) - 2.5 x 85.50 = 3146.50 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 23.44) = 2688.20 ㎜

Sa는 작은 값인 2688.20 ㎜ 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 2688.20 ㎜) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침10) : UL0-03(절점 20)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.017 (30.27/1782.10) < 2d(=2.709) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 298.464 x 1000000 / [41204.500 x (1262.294 - 411.408/3)]
= 6.438 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

= -7x41204.500/2900.0 + 7x41204.500/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1262.3/(7x41204.500)]

= 411.408 mm

사용철근량 = 41204.5 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

3단 : H25 - 23.0 EA (= 11654.1 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 6.44) - 2.5 x 85.50 = 12018.78 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 6.44) = 9786.03 mm

Sa는 작은 값인 9786.03 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 9786.03 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-17272.628	-24428.319	6240.350	6240.350	0.000	-0.00404	축력최대
UL026	-15943.964	-15943.965	2454.913	11626.173	-2434.031	0.00478	모멘트최대
UL022	-13286.637	-13286.637	3392.674	14951.674	2458.000	0.00681	탄성설계
UL022	-13286.637	-13286.637	-2673.326	1179.674	2458.000	0.00681	소성설계
UE026	-11957.973	-11957.974	4166.811	13338.071	-2434.031	0.00589	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	55242.443	24428.319	6240.350	2.261	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	28869.210	15943.965	11672.864	1.811	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	21245.864	13286.637	15026.808	1.599	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	18348.003	11957.974	13391.638	1.534	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	24428.319	6240.350	255.456

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu*\Delta / (Vu*Lc)$

$= 24428.319 \times -0.00404 / (-0.000 \times 7.375)$

$= 0.000$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.581 / 0.575$

$= 31.339 > 22.000 \quad \therefore$ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.581 m)

㉣ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.000)$

$= 1.000$

㉤ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.000 \times 6240.350$

$= 6240.350$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.000 \times 6240.350$

$= 6240.350$ kN.m

㉥ 철근비 검토

$Ag = 4154756.28$ mm² , $Ast = 26855.10$ mm² , $Puse = 0.00646$

- 1단 : H25 - 53EA ($As=26855.100$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1618627.021$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉦ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1320.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1122.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2013062.018 = 46199.773$ kN, $\sum Csi = 4147.518$ kN, $\sum Tsi = 3096.022$ kN

$Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270$ kN

$Mb = Cc \times 1064.267 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 29066.668$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 255.456 mm)

㉧ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1953.568$ mm, $a = k1 \times c = 1660.532$ mm 를 사용.

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 3211945.838 = 73714.157$ kN

$\sum Csi = 5502.872$ kN, $\sum Tsi = 299.253$ kN

$Pn = 73714.157 + 5502.872 - 299.253 = 78917.776$ kN

$Mn = Cc \times 1057.429 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 20159.368$ kN.m

- 편심오차 : $|e - Mn/Pn(=255.448)| = 0.0078 \leq 0.010$ ∴ 허용오차 만족

㉨ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000$ mm

$c = 1953.568$ mm, $a = k1 \times c = 1660.532$ mm

$\varepsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\varepsilon t = 0.00300 \times (dt-c) / c = 0.00300 \times (2200.00-1953.57) / 1953.57 = 0.00038$

$\varepsilon t \leq \varepsilon y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.70$ 를 적용한다.

㉩ 축방향력 및 휨에대한 검토

$MaxPn = 0.80 \times \{0.85\ fck*(Ag-Ast) + fy*Ast\} = 84381.898$ kN ≥ $Pn = 78917.776$ kN

$\Phi Pn = 0.70 \times 78917.776 = 55242.443$ kN ≥ $Pu = 24428.319$ kN ∴ O.K

$\Phi Mn = \Phi Pn \times 0.255 = 14111.989$ kN.m ≥ $Mu = 6240.350$ kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	15943.965	11672.864	732.118

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 15943.965 \times 0.00478 / (-2434.031 \times 7.375)$

$= 0.004$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.581 / 0.575$

$= 31.339 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.581 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.004)$

$= 1.004$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.004 \times 2454.913$

$= 2464.772$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.004 \times 11626.173$

$= 11672.864$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 4154756.28$ mm² , $Ast = 26855.10$ mm² , $Puse = 0.00646$

- 1단 : H25 - 53EA ($As=26855.100$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1056451.431$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1320.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1122.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2013062.018 = 46199.773$ kN, $\sum Csi = 4147.518$ kN, $\sum Tsi = 3096.022$ kN

$Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270$ kN

$Mb = Cc \times 1064.267 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 29066.668$ kN.m

$eb < e$ → 인장 파괴 ($eb = Mb/Pb = 615.151$ mm, $e = Mu/Pu = 732.118$ mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1171.906 ㎜, a = k1 x c = 996.120 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1724577.063 = 39579.044 kN

∑Csi = 3827.969 kN, ∑Tsi = 3946.243 kN

Pn = 39579.044 + 3827.969 - 3946.243 = 39460.770 kN

Mn = Cc x 1070.307 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28890.108 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=732.122) | = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 ㎜

c = 1171.906 ㎜, a = k1 x c = 996.120 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1171.91) / 1171.91 = 0.00263

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.73 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0026-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.732

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 39460.770 kN

ΦPn = 0.73 x 39460.770 = 28869.210 kN ≥ Pu = 15943.965 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.732 = 21135.669 kN.m ≥ Mu = 11672.864 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(㎜)	d(㎜)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(㎜)
100.000	2200.000	13286.637	15026.808	1130.972

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13286.637 x 0.00681 / (2458.000 x 7.375)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.581 / 0.575

= 31.339 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.581 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.005)

= 1.005

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.005 x 3392.674
= 3409.723 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.005 x 14951.674
= 15026.808 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 880376.160 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1130.972 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 807.405 mm, a = k1 x c = 686.295 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1040542.480 = 23880.450 kN

∑Csi = 2979.722 kN, ∑Tsi = 5614.308 kN

Pn = 23880.450 + 2979.722 - 5614.308 = 21245.864 kN

Mn = Cc x 1089.898 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24028.482 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1130.972) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 21245.864 kN

ΦPn = 1.00 x 21245.864 = 21245.864 kN ≥ Pu = 13286.637 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.131 = 24028.467 kN.m ≥ Mu = 15026.808 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	11957.974	13391.638	1119.892

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11957.974 x 0.00589 / (-2434.031 x 7.375)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.581 / 0.575

= 31.339 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.581 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.004)

= 1.004

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.004 x 4166.811

= 4183.545 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.004 x 13338.071

= 13391.638 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 792338.590 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1119.892 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 814.445 mm, a = k1 x c = 692.278 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1053151.730 = 24169.832 kN

∑Csi = 2998.480 kN, ∑Tsi = 5582.426 kN

Pn = 24169.832 + 2998.480 - 5582.426 = 21585.886 kN

Mn = Cc x 1089.465 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24173.910 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1119.894) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 814.445 mm, a = k1 x c = 692.278 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-814.44) / 814.44 = 0.00510

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

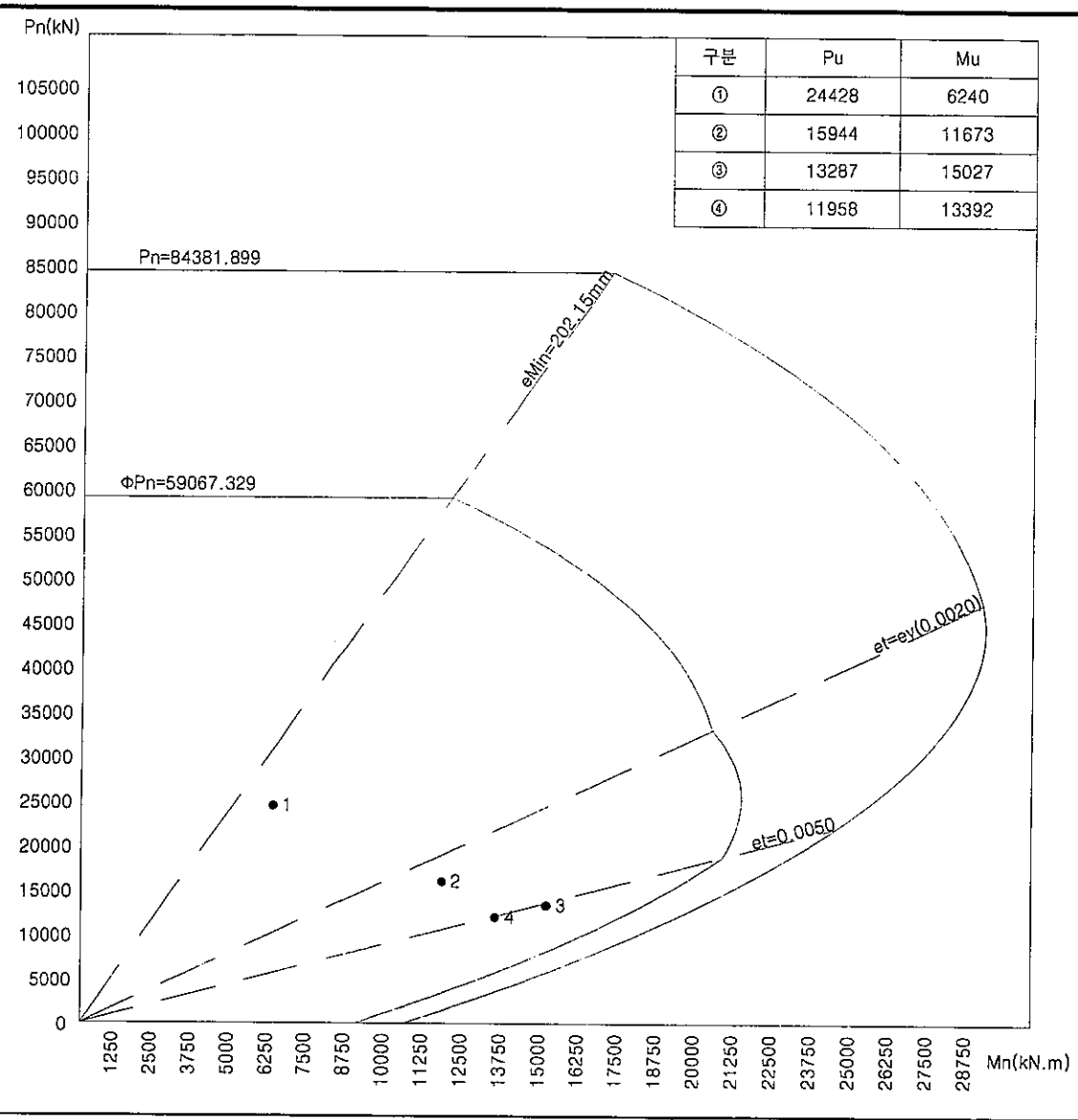
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 21585.886 kN

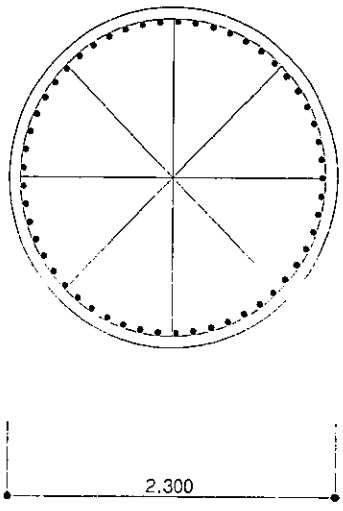
ΦPn = 0.85 x 21585.886 = 18348.003 kN ≥ Pu = 11957.974 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.120 = 20547.779 kN.m ≥ Mu = 13391.638 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	24428	6240
②	15944	11673
③	13287	15027
④	11958	13392



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-17272.628	-24428.319	273.666	273.666	0.000	0.00018	축력최대
ULB26	-15943.964	-15943.965	400.703	2495.323	738.655	0.00085	모멘트최대
ULB22	-13286.637	-13286.637	3859.628	15827.628	2496.000	0.00708	탄성설계
ULB22	-13286.637	-13286.637	1208.961	5198.295	2496.000	0.00708	소성설계
UEB26	-11957.973	-11957.974	365.791	2460.412	738.655	0.00082	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	24428.319	273.666	2.418	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	15943.965	2500.324	3.705	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	19361.316	13286.637	15907.164	1.457	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	58778.346	11957.974	2465.343	4.915	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	24428.319	273.666	11.203

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 24428.319 \times 0.00018 / (0.000 \times 7.375)$

$= 0.000$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.581 / 0.575$

$= 31.339 > 22.000 \quad \therefore$ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.581 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.000)$

$= 1.000$

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 273.666

= 273.666 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 273.666

= 273.666 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1618627.021 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 11.203 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3590.576 mm, a = k1 x c = 3051.990 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN

∑Csi = 8729.443 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 95362.104 + 8729.443 - 0.000 = 104091.547 kN

Mn = Cc x 1525.995 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1166.633 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=11.208) | = 0.0049 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 3590.576 mm, a = k1 x c = 3051.990 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-3590.58) / 3590.58 = -0.00116

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 104091.547 kN

ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 24428.319 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.011 = 661.720 kN.m ≥ Mu = 273.666 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, ULB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	15943.965	2500.324	156.819

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 15943.965 \times 0.00085 / (738.655 \times 7.375)$

$= 0.002$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.581 / 0.575$

$= 31.339 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.581 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.002)$

$= 1.002$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.002 \times 400.703$

$= 401.506$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.002 \times 2495.323$

$= 2500.324$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 4154756.28$ mm² , $Ast = 26855.10$ mm² , $Puse = 0.00646$

- 1단 : H25 - 53EA ($As=26855.100$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1056451.431$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1320.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1122.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2013062.018 = 46199.773$ kN, $\sum Csi = 4147.518$ kN, $\sum Tsi = 3096.022$ kN

$Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270$ kN

$Mb = Cc \times 1064.267 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 29066.668$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 156.819 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2197.449 mm, a = k1 x c = 1867.831 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3613997.212 = 82941.236 kN

∑Csi = 6111.178 kN, ∑Tsi = 0.289 kN

Pn = 82941.236 + 6111.178 - 0.289 = 89052.125 kN

Mn = Cc x 1067.754 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13965.490 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=156.824) | = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2197.449 mm, a = k1 x c = 1867.831 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2197.45) / 2197.45 = 0.00000

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 89052.125 kN

ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 15943.965 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.157 = 9262.905 kN.m ≥ Mu = 2500.324 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13286.637	15907.164	1197.230

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13286.637 x 0.00708 / (2496.000 x 7.375)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.581 / 0.575

= 31.339 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.581 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.005)

= 1.005

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.005 x 3859.628

= 3879.023 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.005 x 15827.628

= 15907.164 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 880376.160 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1197.230 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 767.815 mm, a = k1 x c = 652.642 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 970224.380 = 22266.650 kN

∑Csi = 2883.554 kN, ∑Tsi = 5788.887 kN

Pn = 22266.650 + 2883.554 - 5788.887 = 19361.316 kN

Mn = Cc x 1092.367 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23180.127 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1197.239)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 19361.316 kN

ΦPn = 1.00 x 19361.316 = 19361.316 kN ≥ Pu = 13286.637 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.197 = 23179.953 kN.m ≥ Mu = 15907.164 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	11957.974	2465.343	206.167

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 11957.974 \times 0.00082 / (738.655 \times 7.375)$

$= 0.002$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 7.375 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.581 / 0.575$

$= 31.339 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.581 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.002)$

$= 1.002$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.002 \times 365.791$

$= 366.524$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.002 \times 2460.412$

$= 2465.343$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 4154756.28$ mm² , $Ast = 26855.10$ mm² , $Puse = 0.00646$

- 1단 : H25 - 53EA ($As=26855.100$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 792338.590$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1320.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1122.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2013062.018 = 46199.773$ kN, $\sum Csi = 4147.518$ kN, $\sum Tsi = 3096.022$ kN

$Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270$ kN

$Mb = Cc \times 1064.267 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 29066.668$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 206.167 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2070.683 mm, a = k1 x c = 1760.080 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3411797.871 = 78300.761 kN

∑Csi = 5774.666 kN, ∑Tsi = 106.362 kN

Pn = 78300.761 + 5774.666 - 106.362 = 83969.066 kN

Mn = Cc x 1061.109 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17311.481 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=206.165)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2070.683 mm, a = k1 x c = 1760.080 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2070.68) / 2070.68 = 0.00019

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

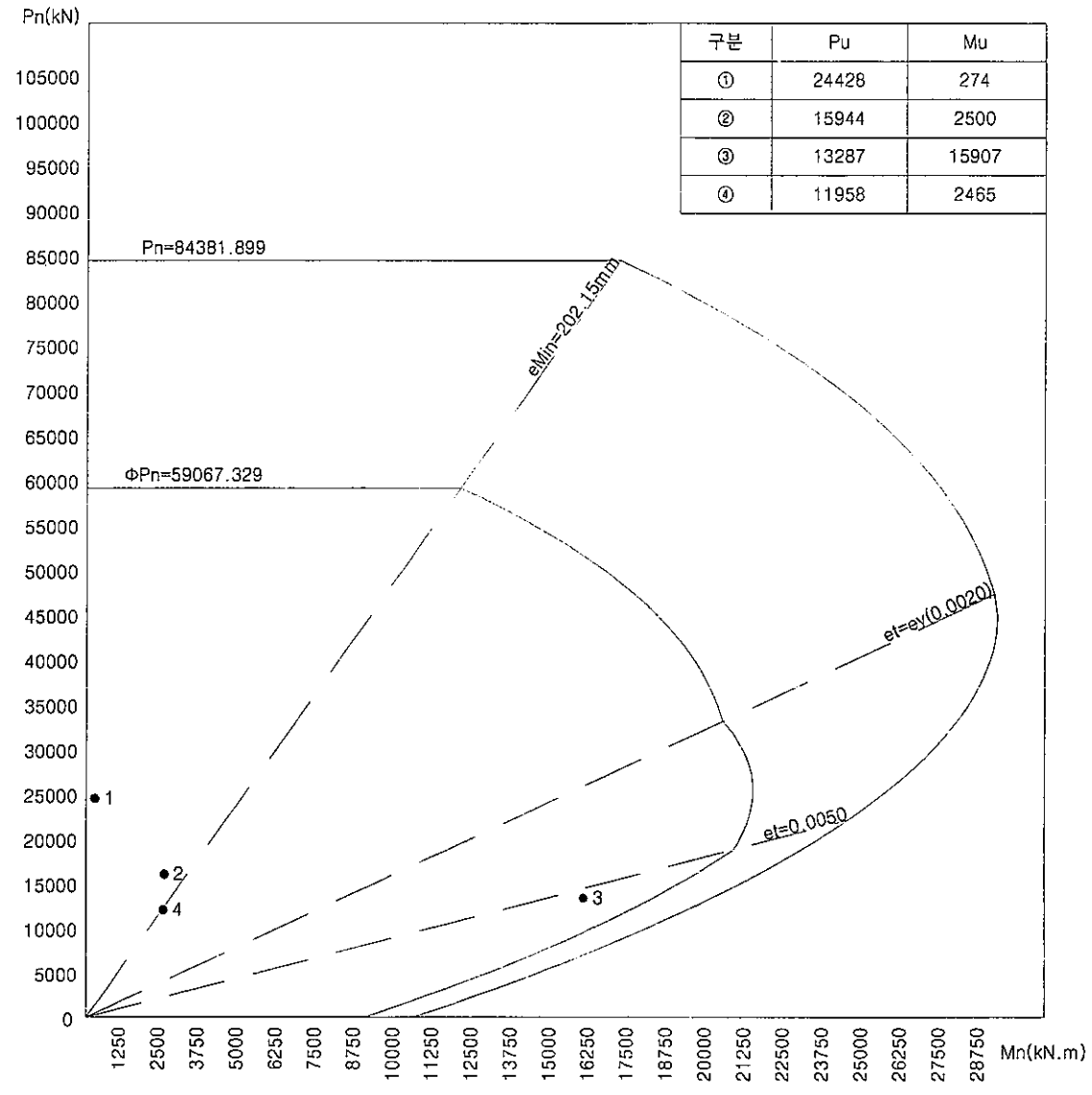
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 83969.066 kN

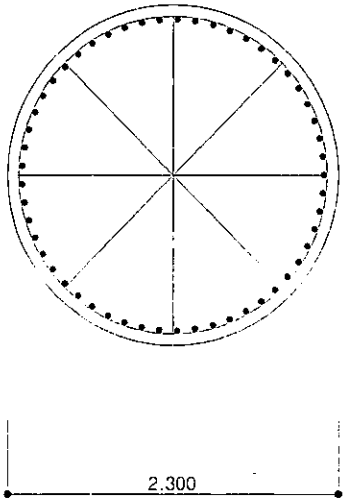
ΦPn = 0.70 x 83969.066 = 58778.346 kN ≥ Pu = 11957.974 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.206 = 12118.170 kN.m ≥ Mu = 2465.343 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	24428	274
②	15944	2500
③	13287	15907
④	11958	2465



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-24428.319	273.666	6240.350	6246.348	축력최대
UL26	-15943.965	2500.324	11672.864	11937.646	모멘트최대
UL22	-13286.637	6957.415	15026.808	16559.305	탄성설계
UL22	-13286.637	6957.415	15026.808	16559.305	소성설계
UE26	-11957.974	2465.343	13391.638	13616.676	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 6922.628 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 6922.628 x 1.005 = 6957.415 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=6922.628) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	55224.080	24428.319	6246.348	2.261	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	28305.522	15943.965	11937.646	1.775	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	18120.188	13286.637	16559.305	1.364	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	17861.199	11957.974	13616.676	1.494	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=87.489도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	24428.319	6246.348	255.701

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1618627.021 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 255.701 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1952.980 mm, a = k1 x c = 1660.033 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3210916.535 = 73690.534 kN

∑Csi = 5501.449 kN, ∑Tsi = 300.441 kN

Pn = 73690.534 + 5501.449 - 300.441 = 78891.543 kN

Mn = Cc x 1057.416 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20172.974 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=255.705) | = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1952.980 mm, a = k1 x c = 1660.033 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1952.98) / 1952.98 = 0.00038

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 78891.543 kN

ΦPn = 0.70 x 78891.543 = 55224.080 kN ≥ Pu = 24428.319 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.256 = 14120.858 kN.m ≥ Mu = 6246.348 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL026)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=77.910도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	15943.965	11937.646	748.725

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1056451.431 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 748.725 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1152.121 mm, a = k1 x c = 979.303 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1686283.318 = 38700.202 kN

∑Csi = 3780.159 kN, ∑Tsi = 4044.141 kN

Pn = 38700.202 + 3780.159 - 4044.141 = 38436.220 kN

Mn = Cc x 1071.207 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28778.033 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=748.722) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 ~ 100.00 = 2200.000 mm

c = 1152.121 mm, a = k1 x c = 979.303 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1152.12) / 1152.12 = 0.00273

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.74 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0027-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.736

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 38436.220 kN

ΦPn = 0.74 x 38436.220 = 28305.522 kN ≥ Pu = 15943.965 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.749 = 21193.053 kN.m ≥ Mu = 11937.646 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=65.156도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13286.637	16559.305	1246.313

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 880376.160 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1246.313 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 741.620 mm, a = k1 x c = 630.377 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 924291.434 = 21212.488 kN

∑Csi = 2810.246 kN, ∑Tsi = 5902.547 kN

Pn = 21212.488 + 2810.246 - 5902.547 = 18120.188 kN

Mn = Cc x 1094.034 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22583.433 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1246.313) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 18120.188 kN

ΦPn = 1.00 x 18120.188 = 18120.188 kN ≥ Pu = 13286.637 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.246 = 22583.421 kN.m ≥ Mu = 16559.305 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=79.569도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	11957.974	13616.676	1138.711

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 792338.590 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1138.711 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 802.590 mm, a = k1 x c = 682.202 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1031935.221 = 23682.913 kN

∑Csi = 2966.701 kN, ∑Tsi = 5636.439 kN

Pn = 23682.913 + 2966.701 - 5636.439 = 21013.175 kN

Mn = Cc x 1090.195 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23928.075 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1138.718) | = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 802.590 mm, a = k1 x c = 682.202 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-802.59) / 802.59 = 0.00522

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

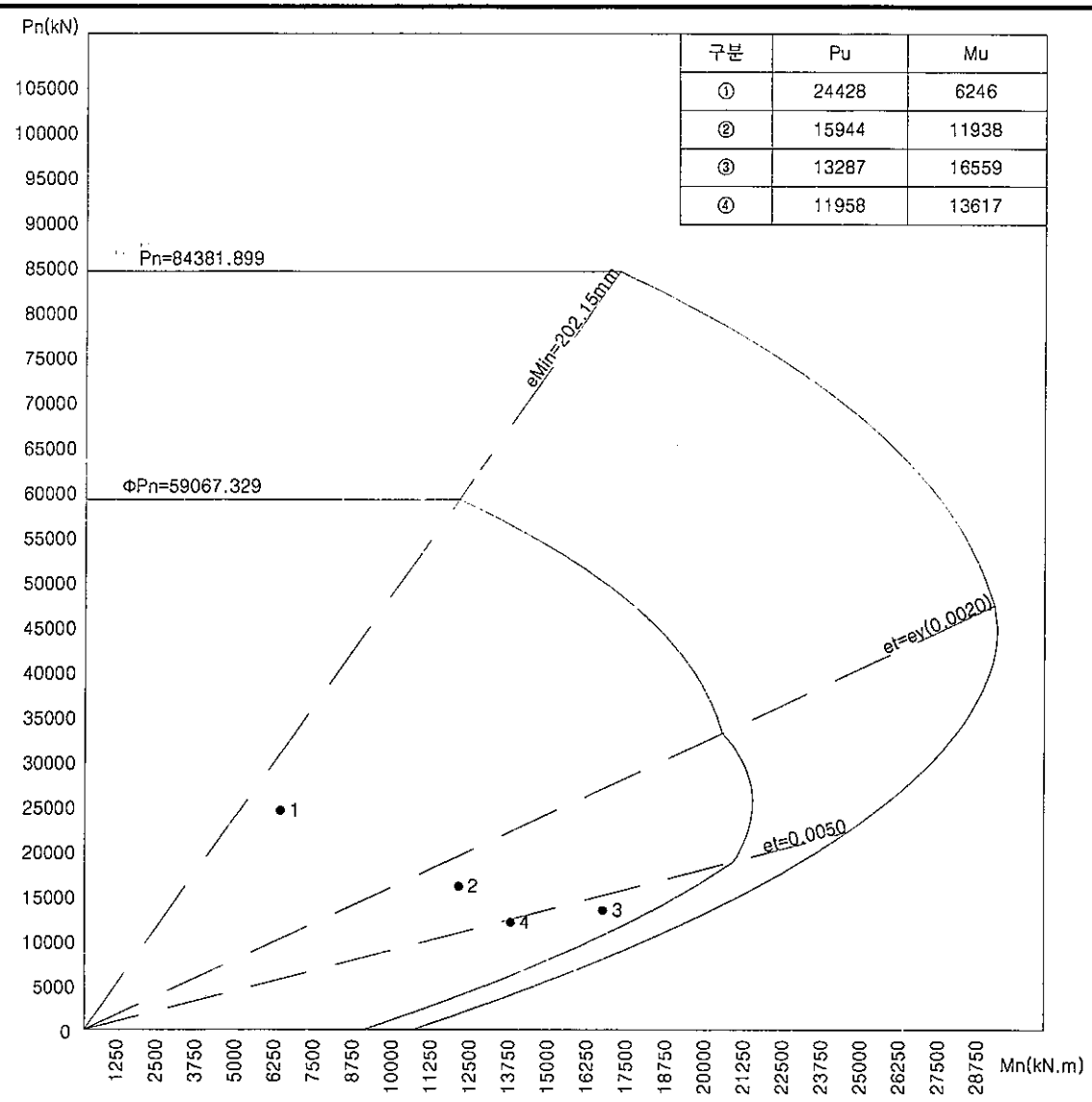
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 21013.175 kN

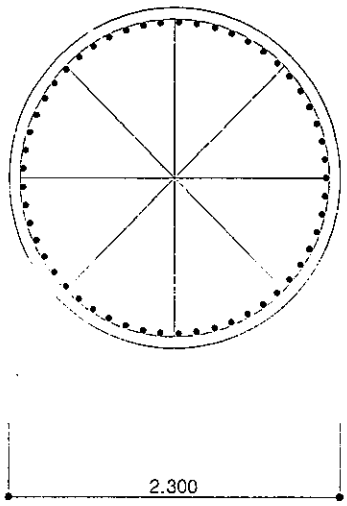
ΦPn = 0.85 x 21013.175 = 17861.199 kN ≥ Pu = 11957.974 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.139 = 20338.743 kN.m ≥ Mu = 13616.676 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	24428	6246
②	15944	11938
③	13287	16559
④	11958	13617



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

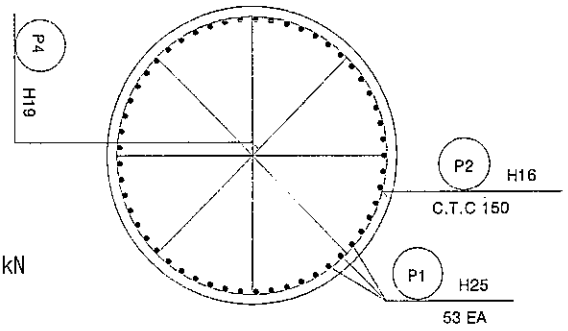
▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL026 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	0.000 kN
교축직각방향	V =	2434.031 kN
합성전단력	V =	2434.031 kN
축방향력	P =	15943.965 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 2434.031 / 0.80 = 3042.539 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 15943.965 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0 x 2300.000 x 1805.880

= 4583.042 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2291.521 kN < Vn ≤ Vc = 4583.042 ∴ 최소 전단 철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 280.105 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 301.875 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 301.875 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 150.0 mm, d = 1805.880 mm, fy = 400.0 MPa

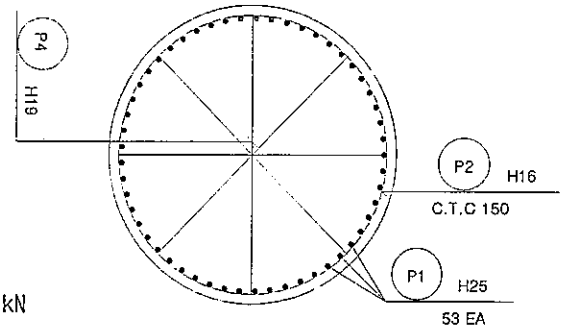
사용철근량 : H16 x 2EA = 397.200 mm²

→ 397.200 mm² ≥ 301.875 mm² ∴ O.K

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 「기둥부재력 집계」 참조

교축방향	V =	2496.000 kN
교축직각방향	V =	1121.000 kN
합성전단력	V =	2736.176 kN
축방향력	P =	13286.637 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2736.176 / 1.00 = 2736.176 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 13286.637 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0
x 2300.000 x 1805.880

= 4418.711 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2209.355 kN ≤ Vn ≤ Vc = 4418.711 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 280.105 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 301.875 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 301.875 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 150.0 mm, d = 1805.880 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H16 x 2EA = 397.200 mm²

→ 794.400 mm² ≥ 301.875 mm² ∴ O.K

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450㎜ 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2300.0 ㎜
- 기둥 순높이의 1/6 = 5150.0 / 6 = 858.3 ㎜
∴ 2300.0 ㎜ = 2.300 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 ㎜
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 ㎜
∴ 150.0 ㎜ = 0.150 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 ㎜ 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1150.0 ㎜
∴ 1150.0 ㎜ = 1.150 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 ㎜
- 100.0 ㎜
∴ 575.0 ㎜ = 0.575 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV001	16614.865	0.000	-5158.478	20486.865	90142.206	5158.478	축력최대
SV026	13286.637	2028.359	9688.478	17158.637	75498.003	13745.196	모멘트최대
SV026	13286.637	2028.359	9688.478	17158.637	75498.003	13745.196	편심최대
SV022	13286.637	2458.000	14951.674	17158.637	75498.003	19867.674	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 = 3872.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 313234.783 x 46 / (8.800 x 8.800) = 186064.050 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 313234.783 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 46 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

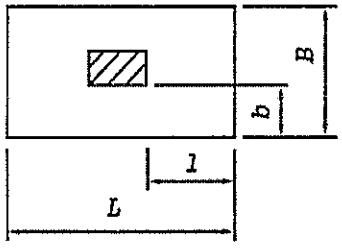
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 186064.050) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.224$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.250,3.250) = 3.250

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.400

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.400



βλ = 0.224 x 3.250 = 0.727 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	ΣV(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	24428.319	0.000	-6240.350	29461.919	129632.444	6240.350	축력최대
UE026	11957.974	2434.031	13338.071	15442.774	67948.206	18206.133	모멘트최대
UE026	11957.974	2434.031	13338.071	15442.774	67948.206	18206.133	편심최대
UL022	13286.637	2458.000	14951.674	17158.637	75498.003	19867.674	지진시
SV001	16614.865	0.000	-5158.478	20486.865	90142.206	5158.478	축력최대
SV026	13286.637	2028.359	9688.478	17158.637	75498.003	13745.196	모멘트최대
SV026	13286.637	2028.359	9688.478	17158.637	75498.003	13745.196	편심최대
SV022	13286.637	2458.000	14951.674	17158.637	75498.003	19867.674	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

ΣV = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ΣV x B/2, B = 8.800 m

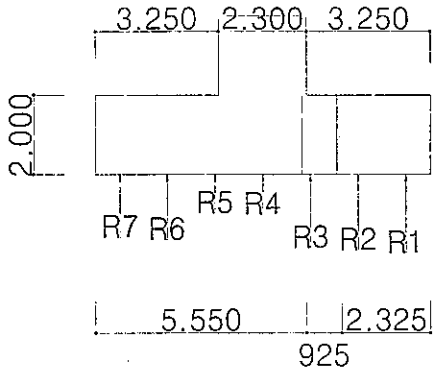
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ΣV x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/ΣV

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본

R2 = Ru2 x 7본

R3 = Ru3 x 7본

R4 = Ru4 x 4본

R5 = Ru5 x 4본

R6 = Ru6 x 7본

R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV001	3766.968	3619.575	3472.181	1899.879	1815.654	3030.001	2882.607
SV026	4175.192	3703.582	3231.973	1577.351	1307.859	1817.145	1345.535
SV026	4175.192	3703.582	3231.973	1577.351	1307.859	1817.145	1345.535
SV022	4681.518	4037.115	3392.711	1570.462	1202.231	1459.501	815.098
UL001	5318.604	5140.298	4961.992	2733.535	2631.646	4427.075	4248.769
UE026	4315.58	3700.735	3085.889	1412.025	1060.685	1241.353	626.507
UE026	4315.58	3700.735	3085.889	1412.025	1060.685	1241.353	626.507
UL022	4681.518	4037.115	3392.711	1570.462	1202.231	1459.501	815.098

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.731+ R2 x -1.481+ R3 x -0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV001	7386.543	16450.255	6363.543	13935.399	
SV026	7878.774	17634.041	6855.774	15119.185	
SV026	7878.774	17634.041	6855.774	15119.185	
SV022	8718.633	19547.909	7695.633	17033.054	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	10458.902	23284.110	9129.002	20014.798	
UE026	8016.315	17979.479	7095.615	15716.109	
UE026	8016.315	17979.479	7095.615	15716.109	
UL022	8718.633	19547.909	7695.633	17033.054	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	20014.8	9129.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 51075.200 x 400.00 = 20430080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 101.159 mm, c = 101.159 / β1 = 101.159 / 0.85 = 119.011 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 119.011) / 119.011 = 0.04363

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 32381.311 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 51075.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.577]

1단 : H32 - 36.0 EA, H29 - 35.0 EA (= 51075.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 32381.311 mm²

ρmin = Max(32381.311, 15840.000) / bd = 0.00199

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00314

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 101.159 mm

ΦMn = 0.85 x 51075.200 x 400 x (1850.00 - a/2) = 31247.959 kN.m

≥ Mu (= 20014.798 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.561]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 9129.002 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 71 EA

H29 - 36 EA = 68736.800 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 68736.8 ㎟
(68736.800 / 8.800) = 7811.000 ㎟ > (1800 ㎟)
필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당
1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』
사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400 ㎟
필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15119.185 x 1000000 / [51075.200 x (1850.000 - 349.211/3)]
= 170.754 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x51075.200/8800.0 + 7x51075.200/8800.0 x √[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x51075.200)]
= 349.211 mm
사용철근량 = 51075.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 36.0 EA, H29 - 35.0 EA (= 51075.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 170.75) - 2.5 x 134.00 = 126.19 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 170.75) = 368.95 mm
Sa는 작은 값인 126.19 mm 를 적용
S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 126.19 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB23	16614.865	500.000	-1369.503	20486.865	90142.206	369.503	축력최대
SVB26	13286.637	615.546	-2079.436	17158.637	75498.003	848.345	모멘트최대
SVB26	13286.637	615.546	-2079.436	17158.637	75498.003	848.345	편심최대
SVB22	13286.637	2496.000	15827.628	17158.637	75498.003	20819.628	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 = 3872.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	24428.319	0.000	-273.666	29461.919	129632.444	273.666	축력최대
ULB26	15943.965	738.655	-2495.323	20590.365	90597.606	1018.014	모멘트최대
UEB26	11957.974	738.655	-2460.412	15442.774	67948.206	983.103	편심최대
ULB22	13286.637	2496.000	15827.628	17158.637	75498.003	20819.628	지진시
SVB23	16614.865	500.000	-1369.503	20486.865	90142.206	369.503	축력최대
SVB26	13286.637	615.546	-2079.436	17158.637	75498.003	848.345	모멘트최대
SVB26	13286.637	615.546	-2079.436	17158.637	75498.003	848.345	편심최대
SVB22	13286.637	2496.000	15827.628	17158.637	75498.003	20819.628	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

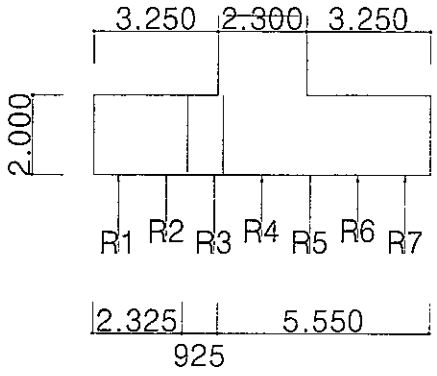
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 6본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 6본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 6본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SVB23	3209.711	2724.854	3148.281	2672.2	3086.852	2619.546	3025.422
SVB26	2759.066	2322.637	2660.42	2238.083	2561.774	2153.529	2463.128
SVB26	2759.066	2322.637	2660.42	2238.083	2561.774	2153.529	2463.128
SVB22	4676.759	3418.461	3299.651	2238.083	1922.543	1057.705	545.435
ULB01	4507.354	3856.584	4491.342	3842.859	4475.329	3829.134	4459.317
ULB26	3310.879	2787.164	3192.504	2685.7	3074.129	2584.235	2955.753
UEB26	2524.486	2113.989	2408.154	2014.275	2291.821	1914.561	2175.488
ULB22	4676.759	3418.461	3299.651	2238.083	1922.543	1057.705	545.435

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.731+ R2 x 1.481+ R3 x 0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB23	5934.564	13528.481	4911.564	11013.626	
SVB26	5081.703	11589.392	4058.703	9074.537	
SVB26	5081.703	11589.392	4058.703	9074.537	
SVB22	8095.220	18597.189	7072.220	16082.333	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	8363.937	19058.683	7034.037	15789.371	
ULB26	6098.044	13907.271	4870.444	10889.444	
UEB26	4638.475	10581.473	3717.775	8318.103	
ULB22	8095.220	18597.189	7072.220	16082.333	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	16082.3	7072.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 45610.400 x 400.00 = 18244160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 90.336 mm, c = 90.336 / β1 = 90.336 / 0.85 = 106.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 106.277) / 106.277 = 0.04922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 25927.954 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 45610.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.759]

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 25927.954 mm²

ρmin = Max(25927.954, 15840.000) / bd = 0.00159

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.336 mm

ΦMn = 0.85 x 45610.400 x 400 x (1850.00 - a/2) = 27988.501 kN.m

≥ Mu (= 16082.333 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.740]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 7072.220 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H32 - 71 EA

H29 - 36 EA = 79514.600 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 79514.6 ㎟

(79514.600 / 8.800) = 9035.750 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11013.626 x 1000000 / [45610.400 x (1850.000 - 331.898/3)]

= 138.827 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x45610.400/8800.0 + 7x45610.400/8800.0 x √[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x45610.400)]

= 331.898 mm

사용철근량 = 45610.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.83) - 2.5 x 135.50 = 228.50 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.83) = 453.80 mm

Sa는 작은 값인 228.50 mm 를 적용

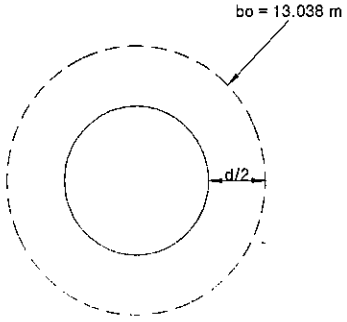
S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 228.50 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -24428.319 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.038 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta c = 1.000$, $\alpha s = 40$

① $Vc1 = 1/6 \times (1 + 2/\beta c) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 62664.512$ kN

② $Vc2 = 1/6 \times (1 + (\alpha s \cdot d)/(2 \cdot bo)) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.850)/(2 \cdot 13.038)) \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 80167.61$ kN

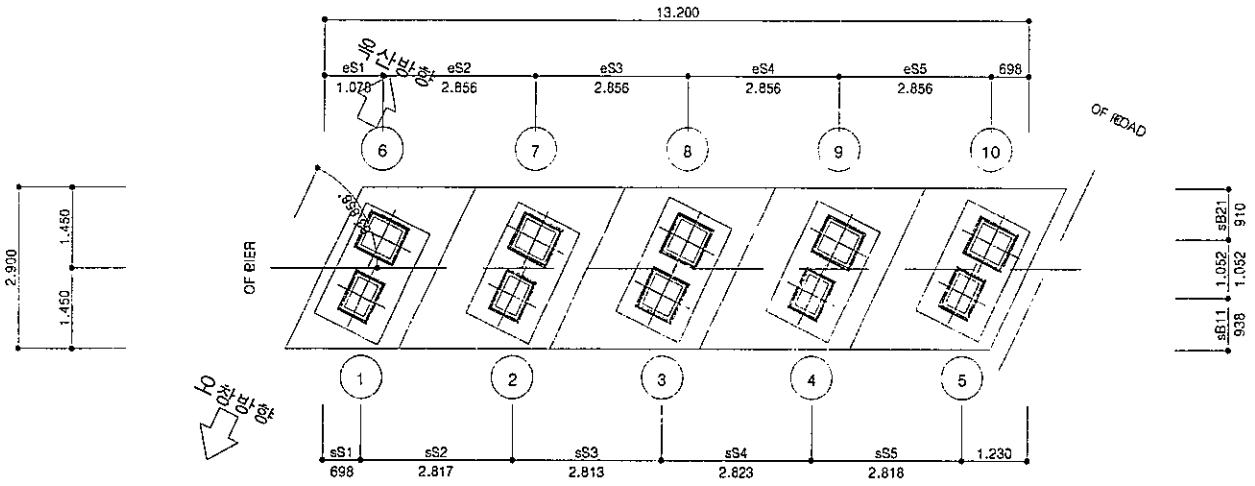
③ $Vc3 = 1/3 \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/3 \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 41776.342$ kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = $0.80 \times 41776.342 = 33421.073$ kN

※ $\Phi Vc > Vu$ ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.397 = 401.985 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.493 = 402.465 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	401.985	610.000	410.000	574.383	O.K
2	401.985	610.000	410.000	593.051	O.K
3	401.985	600.000	550.000	585.573	O.K
4	401.985	610.000	410.000	630.429	O.K
5	401.985	610.000	410.000	649.104	O.K
6	402.465	550.000	600.000	428.533	O.K
7	402.465	550.000	600.000	553.032	O.K
8	402.465	600.000	550.000	562.936	O.K
9	402.465	550.000	600.000	595.847	O.K
10	402.465	550.000	600.000	526.845	O.K

12.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 116.1° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 26.14°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 40.493 + 6.66 \times 8.581) \times (1 + 0.000125 \times 26.14^2)$

= 352.516 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1615 - 0 - 50 = 1565 mm ≥ 353 mm ∴ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1468.148	O.K	258.822	222.680	O.K
SHOE 2	1750.000	1324.312	O.K	258.822	223.200	O.K
SHOE 3	1750.000	1319.068	O.K	258.822	223.590	O.K
SHOE 4	1750.000	1332.040	O.K	258.822	223.500	O.K
SHOE 5	1750.000	1321.812	O.K	258.822	223.220	O.K
SHOE 6	1750.000	1601.634	O.K	258.822	222.610	O.K
SHOE 7	1750.000	1465.442	O.K	258.822	223.180	O.K
SHOE 8	1750.000	1321.066	O.K	258.822	223.590	O.K
SHOE 9	1750.000	1230.679	O.K	258.822	223.510	O.K
SHOE 10	1750.000	1149.420	O.K	258.822	223.280	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1468.148	167.429	164.526	1348.213	1308.401	
2	1324.312	167.820	164.985	1366.941	1966.203	
3	1319.068	168.113	492.900	1525.654	1978.957	
4	1332.040	168.045	165.098	1404.439	2005.253	
5	1321.812	167.835	164.737	1423.174	1839.837	
6	1601.634	167.376	164.541	1509.968	1628.038	
7	1465.442	167.805	165.060	1531.549	1920.522	
8	1321.066	168.113	492.900	1503.134	1967.106	
9	1230.679	168.053	165.030	1574.712	1963.685	
10	1149.420	167.880	164.519	1596.293	1248.401	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2306.372	6303.000	O.K	2354.599	5157.000	O.K
2	2185.417	6303.000	O.K	2388.041	5157.000	O.K
3	2202.672	6303.000	O.K	4203.963	5157.000	O.K
4	2216.217	6303.000	O.K	2397.254	5157.000	O.K
5	2215.611	6303.000	O.K	2383.885	5157.000	O.K
6	2482.098	6303.000	O.K	2519.571	5157.000	O.K
7	2366.738	6303.000	O.K	2524.729	5157.000	O.K
8	2191.264	6303.000	O.K	4206.183	5157.000	O.K
9	2160.656	6303.000	O.K	2267.005	5157.000	O.K
10	2088.434	6303.000	O.K	1824.665	5157.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	930.159	3674.300	O.K	914.035	3674.300	O.K
2	932.331	3674.300	O.K	916.583	3674.300	O.K
3	933.960	3674.300	O.K	2738.332	3674.300	O.K
4	933.584	3674.300	O.K	917.210	3674.300	O.K
5	932.414	3674.300	O.K	915.205	3674.300	O.K
6	929.866	3674.300	O.K	914.119	3674.300	O.K
7	932.247	3674.300	O.K	917.001	3674.300	O.K
8	933.960	3674.300	O.K	2738.332	3674.300	O.K
9	933.626	3674.300	O.K	916.834	3674.300	O.K
10	932.665	3674.300	O.K	913.993	3674.300	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1319.068 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 223.590 / 1.33 = 168.113 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 168.113 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 12.625 / 9.116 = 1.385 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (12.625 / 9.116)] x 9.116 = 33.9 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 33.939 x 0.80 x 72.616 / 2 / 2EA / 1.25 = 492.900 kN

  ;(『도로설계기준.해설』 57p, 8)

  Hy2 = 219.780 / 1.33 = 165.248 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 492.900 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 975.654 mm b2y = 1406.607 mm

bcx = 2 x b2x = 1951.308 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2813.214 mm > 5 x b1y = 2750.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 600.000/1951.308) x 1319.068 x 10^3 /180.000

= 1268.713 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 550.000/2750.000) x 1319.068 x 10^3 /180.000

= 1465.631 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 168.113 x 10^3 / 180.000

= 933.960 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 492.900 x 10^3 / 180.000

= 2738.332 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1406.607 = 2006.607 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 975.654 mm가 Bxo/2 = 1003.303 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 975.654 + (600.000+1406.607)/2 = 1978.957 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 550.000 + 975.654 = 1525.654 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1465.631 + 2738.332 = 4203.963 mm^2

Bxo = 1978.957 mm 범위내에서 H19 - 18 EA

As = 286.500 x 18 = 5157.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1268.713 + 933.960 = 2202.672 mm^2

Byo = 1525.654 mm 범위내에서 H19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303.000 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 492.900 x 10^3 / 180.000 = 2738.332 mm^2

사용철근 : H13 - 19 EA + H13 - 11 EA

As = 126.700 x 19 + 126.700 x 11 = 3674.300 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 168.113 x 10^3 / 180.000 = 933.960 mm^2

사용철근 : H13 - 19 EA + H13 - 11 EA

As = 126.700 x 19 + 126.700 x 11 = 3674.300 mm^2 ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

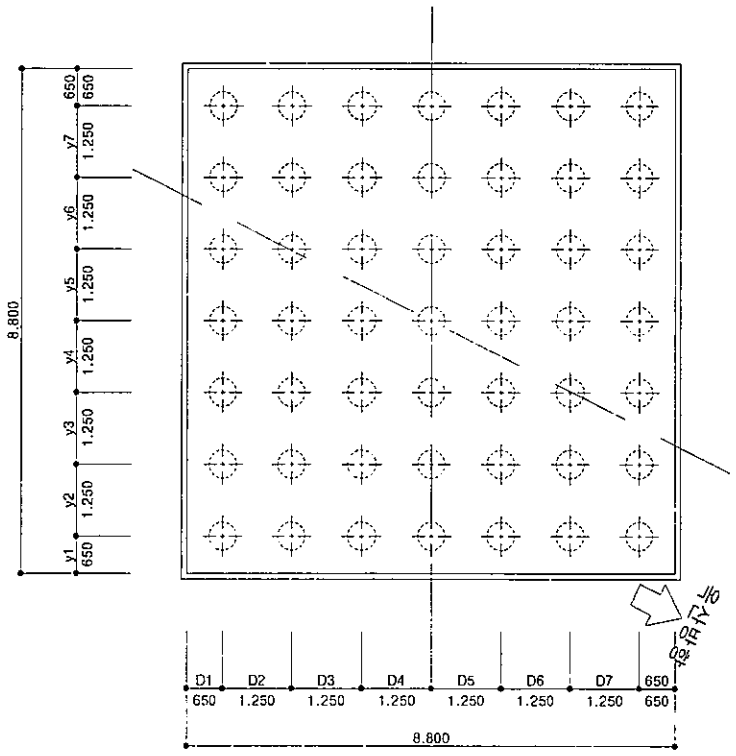
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 30
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20486.865	0.000	5158.478	SV001
	COMBO 2	17158.637	2028.359	13745.196	SV026
	COMBO 3	17158.637	2028.359	13745.196	SV026
	COMBO 4	17158.637	2458.000	19867.674	SV022
계수하중	COMBO 1	29461.919	0.000	6240.350	UL001
	COMBO 2	15442.774	2434.031	18206.133	UE026
	COMBO 3	15442.774	2434.031	18206.133	UE026
	COMBO 4	17158.637	2458.000	19867.674	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99495430.3	100247117.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000718	0.0013348	0.0000528	COMBO 1	0.0000869	0.0019195	0.0000639
COMBO 2	0.0023357	0.0011179	0.0001689	COMBO 2	0.0028267	0.0010061	0.0002202
COMBO 3	0.0023357	0.0011179	0.0001689	COMBO 3	0.0028267	0.0010061	0.0002202
COMBO 4	0.0016972	0.0011179	0.0002307	COMBO 4	0.0016972	0.0011179	0.0002307

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.336 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000718	0.0015328	0.0000528	480.111	0.000	1.922
	2	0.0000718	0.0014668	0.0000528	459.441	0.000	1.922
	3	0.0000718	0.0014008	0.0000528	438.770	0.000	1.922
	4	0.0000718	0.0013348	0.0000528	418.099	0.000	1.922
	5	0.0000718	0.0012688	0.0000528	397.429	0.000	1.922
	6	0.0000718	0.0012028	0.0000528	376.758	0.000	1.922
	7	0.0000718	0.0011368	0.0000528	356.087	0.000	1.922
COMBO 2	1	0.0023357	0.0017514	0.0001689	548.594	41.395	-50.182
	2	0.0023357	0.0015402	0.0001689	482.455	41.395	-50.182
	3	0.0023357	0.0013291	0.0001689	416.315	41.395	-50.182
	4	0.0023357	0.0011179	0.0001689	350.176	41.395	-50.182
	5	0.0023357	0.0009068	0.0001689	284.037	41.395	-50.182
	6	0.0023357	0.0006956	0.0001689	217.898	41.395	-50.182
	7	0.0023357	0.0004845	0.0001689	151.759	41.395	-50.182
COMBO 3	1	0.0023357	0.0017514	0.0001689	548.594	41.395	-50.182
	2	0.0023357	0.0015402	0.0001689	482.455	41.395	-50.182
	3	0.0023357	0.0013291	0.0001689	416.315	41.395	-50.182
	4	0.0023357	0.0011179	0.0001689	350.176	41.395	-50.182
	5	0.0023357	0.0009068	0.0001689	284.037	41.395	-50.182
	6	0.0023357	0.0006956	0.0001689	217.898	41.395	-50.182
	7	0.0023357	0.0004845	0.0001689	151.759	41.395	-50.182
COMBO 4	1	0.0016972	0.0019831	0.0002307	621.182	50.163	-46.214
	2	0.0016972	0.0016947	0.0002307	530.847	50.163	-46.214
	3	0.0016972	0.0014063	0.0002307	440.512	50.163	-46.214
	4	0.0016972	0.0011179	0.0002307	350.176	50.163	-46.214
	5	0.0016972	0.0008295	0.0002307	259.841	50.163	-46.214
	6	0.0016972	0.0005411	0.0002307	169.506	50.163	-46.214
	7	0.0016972	0.0002528	0.0002307	79.170	50.163	-46.214

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000869	0.0021590	0.0000639	676.281	0.000	2.325
	2	0.0000869	0.0020792	0.0000639	651.275	0.000	2.325
	3	0.0000869	0.0019994	0.0000639	626.270	0.000	2.325
	4	0.0000869	0.0019195	0.0000639	601.264	0.000	2.325
	5	0.0000869	0.0018397	0.0000639	576.258	0.000	2.325
	6	0.0000869	0.0017599	0.0000639	551.252	0.000	2.325
	7	0.0000869	0.0016800	0.0000639	526.246	0.000	2.325
COMBO 2	1	0.0028267	0.0018320	0.0002202	573.839	49.674	-59.580
	2	0.0028267	0.0015567	0.0002202	487.612	49.674	-59.580
	3	0.0028267	0.0012814	0.0002202	401.385	49.674	-59.580
	4	0.0028267	0.0010061	0.0002202	315.159	49.674	-59.580
	5	0.0028267	0.0007309	0.0002202	228.932	49.674	-59.580
	6	0.0028267	0.0004556	0.0002202	142.705	49.674	-59.580
	7	0.0028267	0.0001803	0.0002202	56.478	49.674	-59.580
COMBO 3	1	0.0028267	0.0018320	0.0002202	573.839	49.674	-59.580
	2	0.0028267	0.0015567	0.0002202	487.612	49.674	-59.580
	3	0.0028267	0.0012814	0.0002202	401.385	49.674	-59.580
	4	0.0028267	0.0010061	0.0002202	315.159	49.674	-59.580
	5	0.0028267	0.0007309	0.0002202	228.932	49.674	-59.580
	6	0.0028267	0.0004556	0.0002202	142.705	49.674	-59.580
	7	0.0028267	0.0001803	0.0002202	56.478	49.674	-59.580
COMBO 4	1	0.0016972	0.0019831	0.0002307	621.182	50.163	-46.214
	2	0.0016972	0.0016947	0.0002307	530.847	50.163	-46.214
	3	0.0016972	0.0014063	0.0002307	440.512	50.163	-46.214
	4	0.0016972	0.0011179	0.0002307	350.176	50.163	-46.214
	5	0.0016972	0.0008295	0.0002307	259.841	50.163	-46.214
	6	0.0016972	0.0005411	0.0002307	169.506	50.163	-46.214
	7	0.0016972	0.0002528	0.0002307	79.170	50.163	-46.214

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	480.111	0.000	1.922	7
	2	2.500	0	459.441	0.000	1.922	7
	3	1.250	0	438.770	0.000	1.922	7
	4	0.000	0	418.099	0.000	1.922	7
	5	-1.250	0	397.429	0.000	1.922	7
	6	-2.500	0	376.758	0.000	1.922	7
	7	-3.750	0	356.087	0.000	1.922	7
	계			20486.865	0.000	5158.478	49
COMBO 2	1	3.750	0	548.594	41.395	-50.182	7
	2	2.500	0	482.455	41.395	-50.182	7
	3	1.250	0	416.315	41.395	-50.182	7
	4	0.000	0	350.176	41.395	-50.182	7
	5	-1.250	0	284.037	41.395	-50.182	7
	6	-2.500	0	217.898	41.395	-50.182	7
	7	-3.750	0	151.759	41.395	-50.182	7
	계			17158.637	2028.359	13745.196	49
COMBO 3	1	3.750	0	548.594	41.395	-50.182	7
	2	2.500	0	482.455	41.395	-50.182	7
	3	1.250	0	416.315	41.395	-50.182	7
	4	0.000	0	350.176	41.395	-50.182	7
	5	-1.250	0	284.037	41.395	-50.182	7
	6	-2.500	0	217.898	41.395	-50.182	7
	7	-3.750	0	151.759	41.395	-50.182	7
	계			17158.637	2028.359	13745.196	49
COMBO 4	1	3.750	0	621.182	50.163	-46.214	7
	2	2.500	0	530.847	50.163	-46.214	7
	3	1.250	0	440.512	50.163	-46.214	7
	4	0.000	0	350.176	50.163	-46.214	7
	5	-1.250	0	259.841	50.163	-46.214	7
	6	-2.500	0	169.506	50.163	-46.214	7
	7	-3.750	0	79.170	50.163	-46.214	7
	계			17158.637	2458.000	19867.674	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	676.281	0.000	2.325	7
	2	2.500	0	651.275	0.000	2.325	7
	3	1.250	0	626.270	0.000	2.325	7
	4	0.000	0	601.264	0.000	2.325	7
	5	-1.250	0	576.258	0.000	2.325	7
	6	-2.500	0	551.252	0.000	2.325	7
	7	-3.750	0	526.246	0.000	2.325	7
	계			29461.919	0.000	6240.350	49
COMBO 2	1	3.750	0	573.839	49.674	-59.580	7
	2	2.500	0	487.612	49.674	-59.580	7
	3	1.250	0	401.385	49.674	-59.580	7
	4	0.000	0	315.159	49.674	-59.580	7
	5	-1.250	0	228.932	49.674	-59.580	7
	6	-2.500	0	142.705	49.674	-59.580	7
	7	-3.750	0	56.478	49.674	-59.580	7
	계			15442.774	2434.031	18206.133	49
COMBO 3	1	3.750	0	573.839	49.674	-59.580	7
	2	2.500	0	487.612	49.674	-59.580	7
	3	1.250	0	401.385	49.674	-59.580	7
	4	0.000	0	315.159	49.674	-59.580	7
	5	-1.250	0	228.932	49.674	-59.580	7
	6	-2.500	0	142.705	49.674	-59.580	7
	7	-3.750	0	56.478	49.674	-59.580	7
	계			15442.774	2434.031	18206.133	49
COMBO 4	1	3.750	0	621.182	50.163	-46.214	7
	2	2.500	0	530.847	50.163	-46.214	7
	3	1.250	0	440.512	50.163	-46.214	7
	4	0.000	0	350.176	50.163	-46.214	7
	5	-1.250	0	259.841	50.163	-46.214	7
	6	-2.500	0	169.506	50.163	-46.214	7
	7	-3.750	0	79.170	50.163	-46.214	7
	계			17158.637	2458.000	19867.674	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 2 : SV026

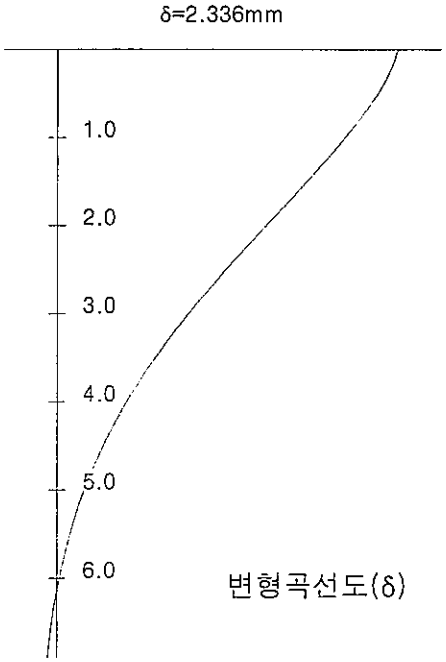
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

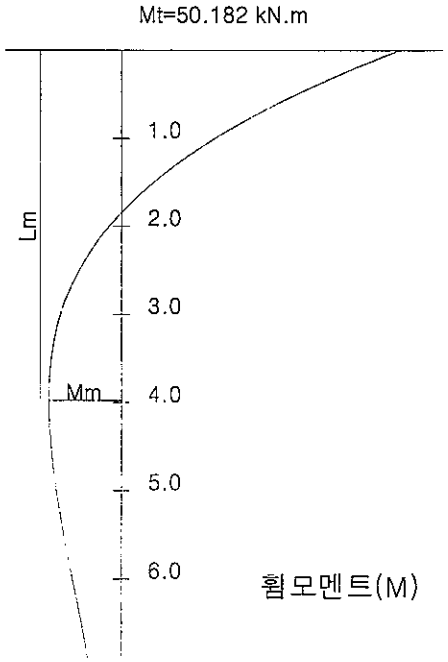
- 최대모멘트 및 깊이 : -13.132 kN.m, 3.979 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.336 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.336 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	50.182	-41.395	2.336	
0.460	32.899	-33.818	2.211	
0.920	18.986	-26.782	2.015	
1.380	8.147	-20.473	1.778	
1.840	0.024	-14.985	1.524	
2.300	-5.770	-10.348	1.269	
2.760	-9.623	-6.542	1.025	
3.220	-11.907	-3.512	0.802	
3.680	-12.962	-1.182	0.605	
4.140	-13.088	0.537	0.435	
4.600	-12.547	1.737	0.292	
5.060	-11.556	2.509	0.177	
5.520	-10.291	2.939	0.086	
5.980	-8.893	3.103	0.017	
6.440	-7.466	3.071	-0.033	
6.900	-6.089	2.899	-0.067	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : SV026

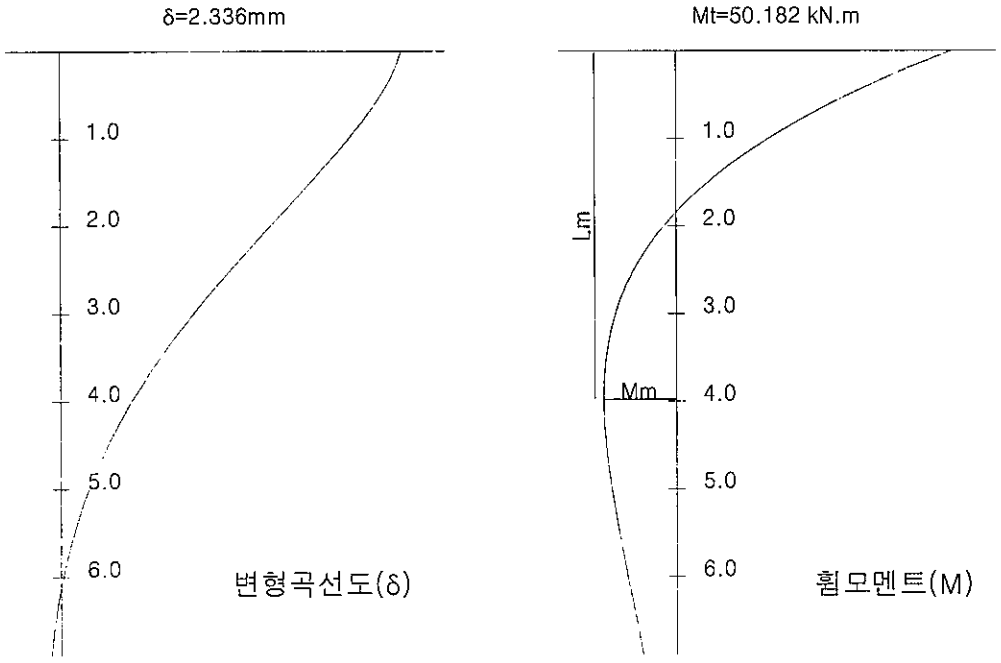
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.132 kN.m, 3.979 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.336 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.336 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	50.182	-41.395	2.336	
0.460	32.899	-33.818	2.211	
0.920	18.986	-26.782	2.015	
1.380	8.147	-20.473	1.778	
1.840	0.024	-14.985	1.524	
2.300	-5.770	-10.348	1.269	
2.760	-9.623	-6.542	1.025	
3.220	-11.907	-3.512	0.802	
3.680	-12.962	-1.182	0.605	
4.140	-13.088	0.537	0.435	
4.600	-12.547	1.737	0.292	
5.060	-11.556	2.509	0.177	
5.520	-10.291	2.939	0.086	
5.980	-8.893	3.103	0.017	
6.440	-7.466	3.071	-0.033	
6.900	-6.089	2.899	-0.067	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : SV022

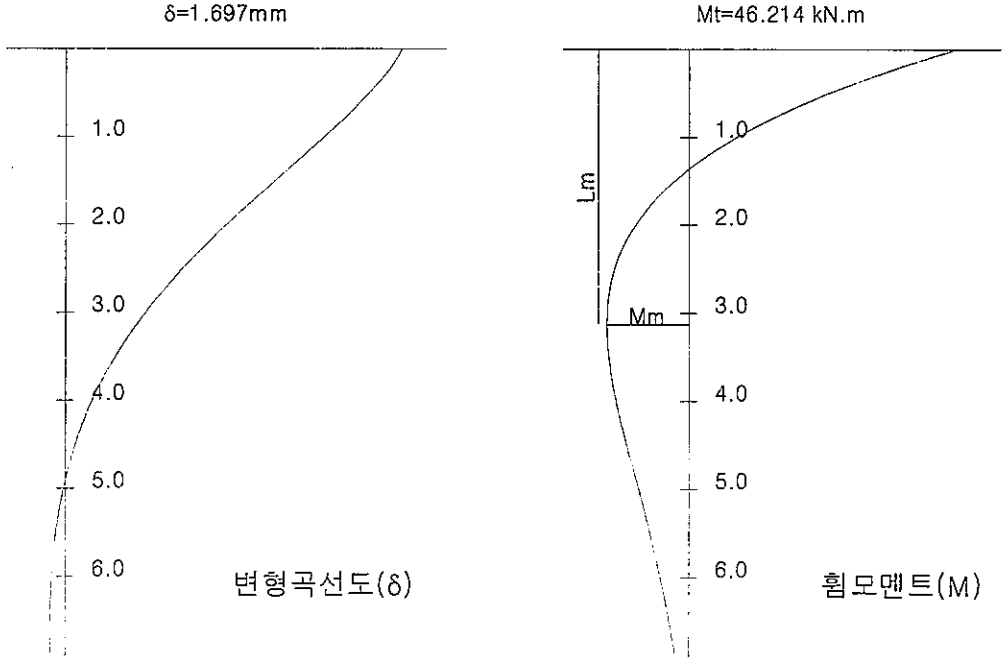
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.236 kN.m, 3.130 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.697 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.697 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	46.214	-50.163	1.697	
0.460	25.855	-38.529	1.549	
0.920	10.569	-28.173	1.346	
1.380	-0.304	-19.372	1.118	
1.840	-7.504	-12.205	0.891	
2.300	-11.774	-6.612	0.679	
2.760	-13.806	-2.446	0.492	
3.220	-14.214	0.487	0.335	
3.680	-13.514	2.402	0.207	
4.140	-12.127	3.510	0.108	
4.600	-10.378	4.007	0.035	
5.060	-8.509	4.063	-0.016	
5.520	-6.686	3.823	-0.049	
5.980	-5.019	3.402	-0.067	
6.440	-3.570	2.891	-0.075	
6.900	-2.363	2.354	-0.075	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UE026

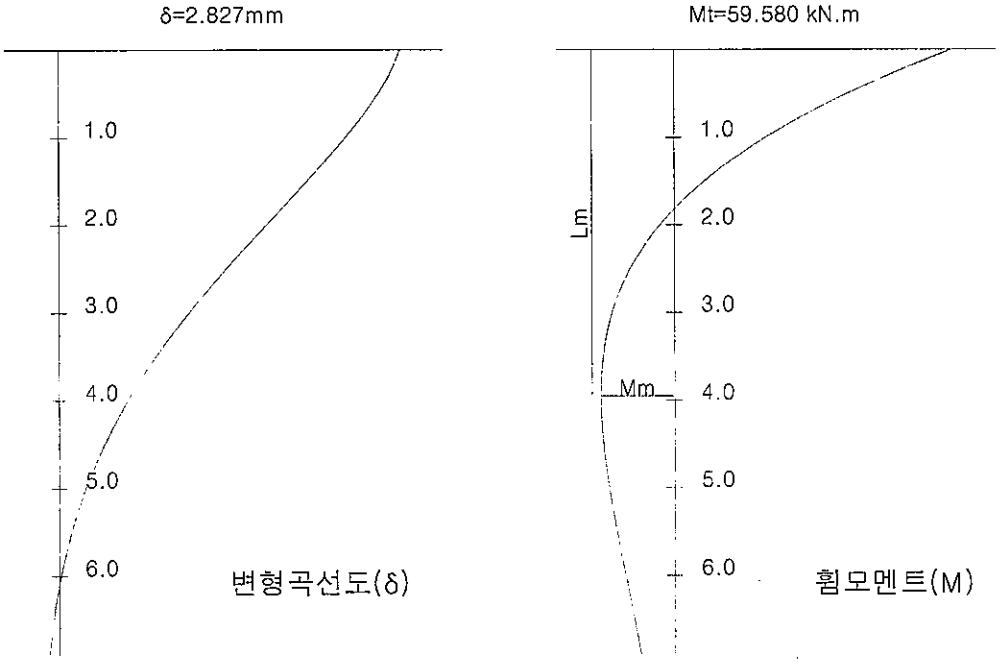
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.923 kN.m, 3.954 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.827 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.827 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	59.580	-49.674	2.827	
0.460	38.857	-40.515	2.670	
0.920	22.203	-32.028	2.429	
1.380	9.254	-24.430	2.140	
1.840	-0.427	-17.833	1.830	
2.300	-7.310	-12.267	1.521	
2.760	-11.867	-7.706	1.228	
3.220	-14.544	-4.082	0.959	
3.680	-15.751	-1.300	0.721	
4.140	-15.852	0.747	0.517	
4.600	-15.159	2.171	0.346	
5.060	-13.934	3.081	0.207	
5.520	-12.388	3.582	0.099	
5.980	-10.687	3.766	0.016	
6.440	-8.959	3.716	-0.043	
6.900	-7.294	3.501	-0.083	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE026

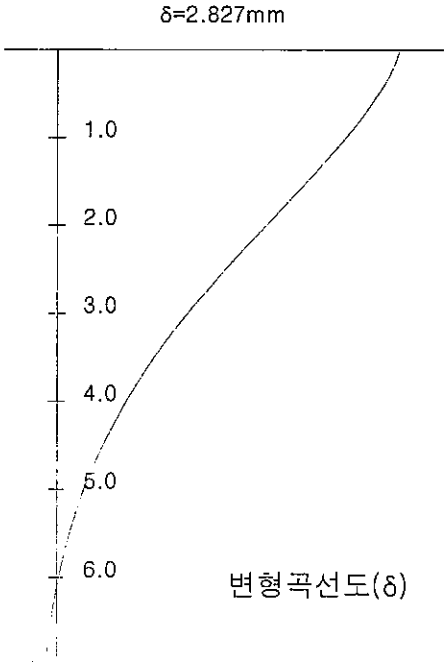
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

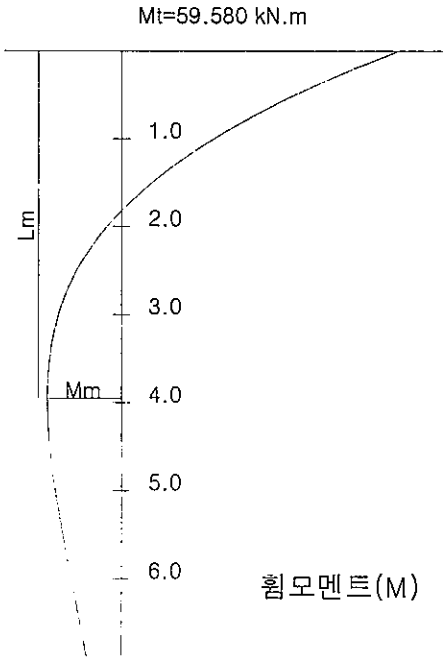
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.923 kN.m, 3.954 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.827 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.827 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	59.580	-49.674	2.827	
0.460	38.857	-40.515	2.670	
0.920	22.203	-32.028	2.429	
1.380	9.254	-24.430	2.140	
1.840	-0.427	-17.833	1.830	
2.300	-7.310	-12.267	1.521	
2.760	-11.867	-7.706	1.228	
3.220	-14.544	-4.082	0.959	
3.680	-15.751	-1.300	0.721	
4.140	-15.852	0.747	0.517	
4.600	-15.159	2.171	0.346	
5.060	-13.934	3.081	0.207	
5.520	-12.388	3.582	0.099	
5.980	-10.687	3.766	0.016	
6.440	-8.959	3.716	-0.043	
6.900	-7.294	3.501	-0.083	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 4 : ULO22

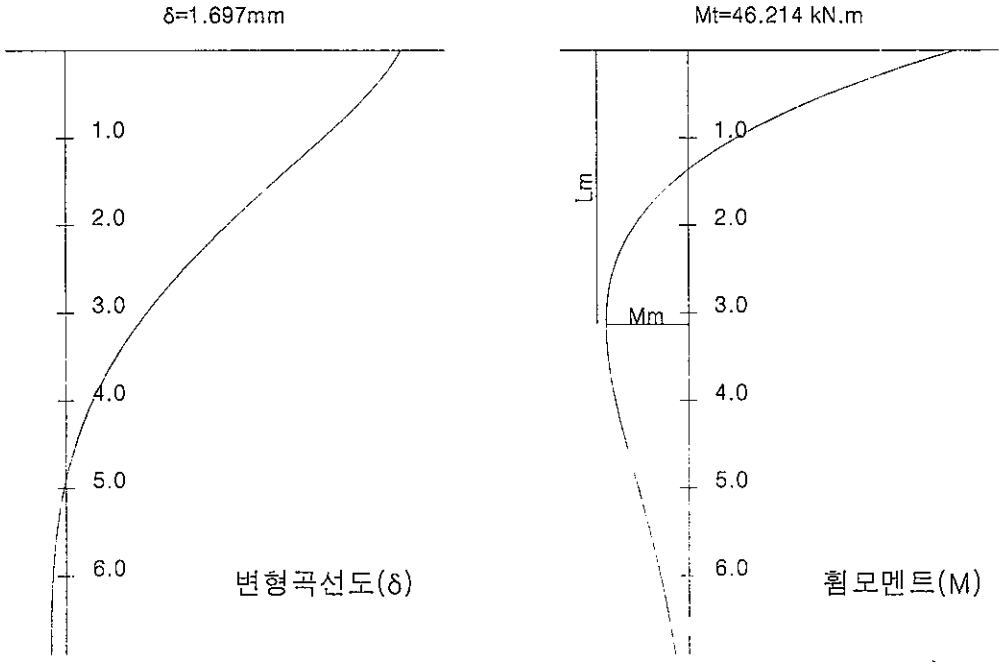
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.236 kN.m, 3.130 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.697 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.697 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	46.214	-50.163	1.697	
0.460	25.855	-38.529	1.549	
0.920	10.569	-28.173	1.346	
1.380	-0.304	-19.372	1.118	
1.840	-7.504	-12.205	0.891	
2.300	-11.774	-6.612	0.679	
2.760	-13.806	-2.446	0.492	
3.220	-14.214	0.487	0.335	
3.680	-13.514	2.402	0.207	
4.140	-12.127	3.510	0.108	
4.600	-10.378	4.007	0.035	
5.060	-8.509	4.063	-0.016	
5.520	-6.686	3.823	-0.049	
5.980	-5.019	3.402	-0.067	
6.440	-3.570	2.891	-0.075	
6.900	-2.363	2.354	-0.075	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	95928152.2	95928152.2
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000000	0.0013348	0.0000538	COMBO 1	0.0000000	0.0019195	0.0000651
COMBO 2	0.0042117	0.0011179	0.0001433	COMBO 2	0.0050540	0.0010061	0.0001898
COMBO 3	0.0042117	0.0011179	0.0001433	COMBO 3	0.0050540	0.0010061	0.0001898
COMBO 4	0.0028758	0.0011179	0.0002071	COMBO 4	0.0028758	0.0011179	0.0002071

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.212 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0015364	0.0000538	481.264	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0014692	0.0000538	460.209	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0014020	0.0000538	439.154	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0013348	0.0000538	418.099	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0012676	0.0000538	397.044	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0012003	0.0000538	375.989	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0011331	0.0000538	354.934	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0042117	0.0016553	0.0001433	518.485	41.395	0.000
	2	0.0042117	0.0014762	0.0001433	462.382	41.395	0.000
	3	0.0042117	0.0012970	0.0001433	406.279	41.395	0.000
	4	0.0042117	0.0011179	0.0001433	350.176	41.395	0.000
	5	0.0042117	0.0009388	0.0001433	294.073	41.395	0.000
	6	0.0042117	0.0007597	0.0001433	237.971	41.395	0.000
	7	0.0042117	0.0005806	0.0001433	181.868	41.395	0.000
COMBO 3	1	0.0042117	0.0016553	0.0001433	518.485	41.395	0.000
	2	0.0042117	0.0014762	0.0001433	462.382	41.395	0.000
	3	0.0042117	0.0012970	0.0001433	406.279	41.395	0.000
	4	0.0042117	0.0011179	0.0001433	350.176	41.395	0.000
	5	0.0042117	0.0009388	0.0001433	294.073	41.395	0.000
	6	0.0042117	0.0007597	0.0001433	237.971	41.395	0.000
	7	0.0042117	0.0005806	0.0001433	181.868	41.395	0.000
COMBO 4	1	0.0028758	0.0018946	0.0002071	593.454	50.163	0.000
	2	0.0028758	0.0016357	0.0002071	512.361	50.163	0.000
	3	0.0028758	0.0013768	0.0002071	431.269	50.163	0.000
	4	0.0028758	0.0011179	0.0002071	350.176	50.163	0.000
	5	0.0028758	0.0008590	0.0002071	269.084	50.163	0.000
	6	0.0028758	0.0006002	0.0002071	187.991	50.163	0.000
	7	0.0028758	0.0003413	0.0002071	106.899	50.163	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0021635	0.0000651	677.676	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0020822	0.0000651	652.205	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0020008	0.0000651	626.734	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0019195	0.0000651	601.264	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0018382	0.0000651	575.793	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0017569	0.0000651	550.322	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0016756	0.0000651	524.851	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0050540	0.0017179	0.0001898	538.091	49.674	0.000
	2	0.0050540	0.0014806	0.0001898	463.780	49.674	0.000
	3	0.0050540	0.0012434	0.0001898	389.469	49.674	0.000
	4	0.0050540	0.0010061	0.0001898	315.159	49.674	0.000
	5	0.0050540	0.0007689	0.0001898	240.848	49.674	0.000
	6	0.0050540	0.0005317	0.0001898	166.537	49.674	0.000
	7	0.0050540	0.0002944	0.0001898	92.226	49.674	0.000
COMBO 3	1	0.0050540	0.0017179	0.0001898	538.091	49.674	0.000
	2	0.0050540	0.0014806	0.0001898	463.780	49.674	0.000
	3	0.0050540	0.0012434	0.0001898	389.469	49.674	0.000
	4	0.0050540	0.0010061	0.0001898	315.159	49.674	0.000
	5	0.0050540	0.0007689	0.0001898	240.848	49.674	0.000
	6	0.0050540	0.0005317	0.0001898	166.537	49.674	0.000
	7	0.0050540	0.0002944	0.0001898	92.226	49.674	0.000
COMBO 4	1	0.0028758	0.0018946	0.0002071	593.454	50.163	0.000
	2	0.0028758	0.0016357	0.0002071	512.361	50.163	0.000
	3	0.0028758	0.0013768	0.0002071	431.269	50.163	0.000
	4	0.0028758	0.0011179	0.0002071	350.176	50.163	0.000
	5	0.0028758	0.0008590	0.0002071	269.084	50.163	0.000
	6	0.0028758	0.0006002	0.0002071	187.991	50.163	0.000
	7	0.0028758	0.0003413	0.0002071	106.899	50.163	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	481.264	0.000	0.000	7
	2	2.500	0	460.209	0.000	0.000	7
	3	1.250	0	439.154	0.000	0.000	7
	4	0.000	0	418.099	0.000	0.000	7
	5	-1.250	0	397.044	0.000	0.000	7
	6	-2.500	0	375.989	0.000	0.000	7
	7	-3.750	0	354.934	0.000	0.000	7
	계			20486.865	0.000	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	518.485	41.395	0.000	7
	2	2.500	0	462.382	41.395	0.000	7
	3	1.250	0	406.279	41.395	0.000	7
	4	0.000	0	350.176	41.395	0.000	7
	5	-1.250	0	294.073	41.395	0.000	7
	6	-2.500	0	237.971	41.395	0.000	7
	7	-3.750	0	181.868	41.395	0.000	7
	계			17158.637	2028.359	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	518.485	41.395	0.000	7
	2	2.500	0	462.382	41.395	0.000	7
	3	1.250	0	406.279	41.395	0.000	7
	4	0.000	0	350.176	41.395	0.000	7
	5	-1.250	0	294.073	41.395	0.000	7
	6	-2.500	0	237.971	41.395	0.000	7
	7	-3.750	0	181.868	41.395	0.000	7
	계			17158.637	2028.359	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	593.454	50.163	0.000	7
	2	2.500	0	512.361	50.163	0.000	7
	3	1.250	0	431.269	50.163	0.000	7
	4	0.000	0	350.176	50.163	0.000	7
	5	-1.250	0	269.084	50.163	0.000	7
	6	-2.500	0	187.991	50.163	0.000	7
	7	-3.750	0	106.899	50.163	0.000	7
	계			17158.637	2458.000	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	677.676	0.000	0.000	7
	2	2.500	0	652.205	0.000	0.000	7
	3	1.250	0	626.734	0.000	0.000	7
	4	0.000	0	601.264	0.000	0.000	7
	5	-1.250	0	575.793	0.000	0.000	7
	6	-2.500	0	550.322	0.000	0.000	7
	7	-3.750	0	524.851	0.000	0.000	7
	계			29461.919	0.000	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	538.091	49.674	0.000	7
	2	2.500	0	463.780	49.674	0.000	7
	3	1.250	0	389.469	49.674	0.000	7
	4	0.000	0	315.159	49.674	0.000	7
	5	-1.250	0	240.848	49.674	0.000	7
	6	-2.500	0	166.537	49.674	0.000	7
	7	-3.750	0	92.226	49.674	0.000	7
	계			15442.774	2434.031	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	538.091	49.674	0.000	7
	2	2.500	0	463.780	49.674	0.000	7
	3	1.250	0	389.469	49.674	0.000	7
	4	0.000	0	315.159	49.674	0.000	7
	5	-1.250	0	240.848	49.674	0.000	7
	6	-2.500	0	166.537	49.674	0.000	7
	7	-3.750	0	92.226	49.674	0.000	7
	계			15442.774	2434.031	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	593.454	50.163	0.000	7
	2	2.500	0	512.361	50.163	0.000	7
	3	1.250	0	431.269	50.163	0.000	7
	4	0.000	0	350.176	50.163	0.000	7
	5	-1.250	0	269.084	50.163	0.000	7
	6	-2.500	0	187.991	50.163	0.000	7
	7	-3.750	0	106.899	50.163	0.000	7
	계			17158.637	2458.000	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 2 : SV026

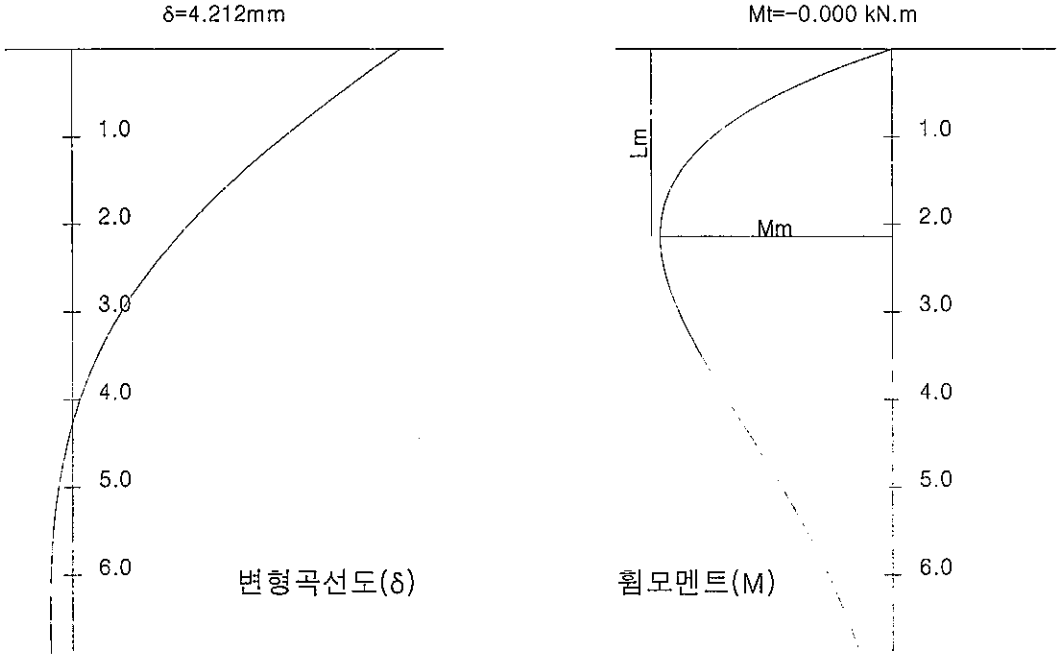
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.322 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.212 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.395	4.212	
0.460	-16.004	-28.579	3.506	
0.920	-26.646	-18.061	2.834	
1.380	-32.949	-9.687	2.217	
1.840	-35.855	-3.249	1.671	
2.300	-36.197	1.500	1.201	
2.760	-34.695	4.814	0.807	
3.220	-31.949	6.946	0.488	
3.680	-28.450	8.131	0.236	
4.140	-24.581	8.583	0.046	
4.600	-20.636	8.492	-0.093	
5.060	-16.827	8.017	-0.187	
5.520	-13.299	7.292	-0.245	
5.980	-10.141	6.423	-0.274	
6.440	-7.399	5.493	-0.282	
6.900	-5.087	4.565	-0.274	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV026

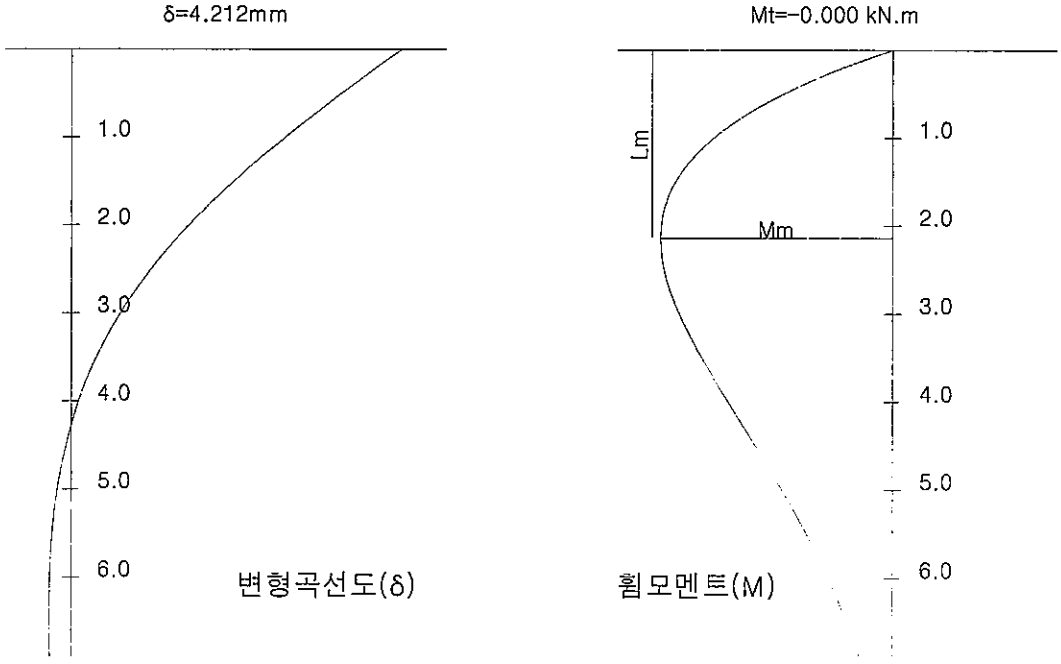
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.322 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.212 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.212 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.395	4.212	
0.460	-16.004	-28.579	3.506	
0.920	-26.646	-18.061	2.834	
1.380	-32.949	-9.687	2.217	
1.840	-35.855	-3.249	1.671	
2.300	-36.197	1.500	1.201	
2.760	-34.695	4.814	0.807	
3.220	-31.949	6.946	0.488	
3.680	-28.450	8.131	0.236	
4.140	-24.581	8.583	0.046	
4.600	-20.636	8.492	-0.093	
5.060	-16.827	8.017	-0.187	
5.520	-13.299	7.292	-0.245	
5.980	-10.141	6.423	-0.274	
6.440	-7.399	5.493	-0.282	
6.900	-5.087	4.565	-0.274	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : SV022

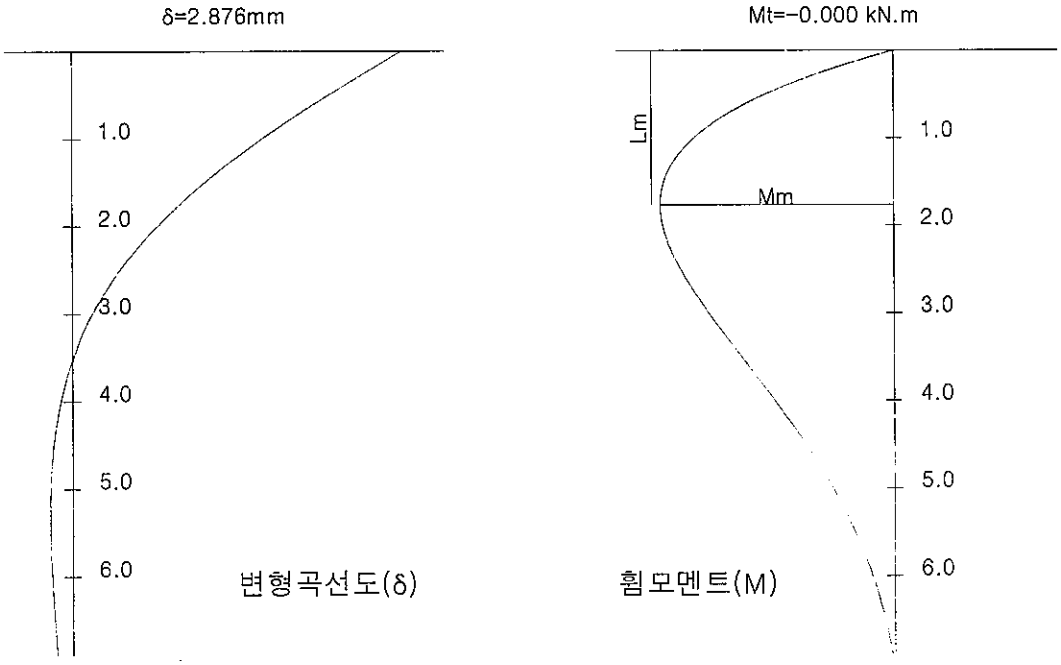
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.355 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.876 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.876 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.163	2.876	
0.460	-18.674	-31.720	2.295	
0.920	-29.802	-17.307	1.752	
1.380	-35.158	-6.553	1.272	
1.840	-36.315	1.037	0.867	
2.300	-34.606	6.006	0.538	
2.760	-31.108	8.897	0.283	
3.220	-26.662	10.209	0.095	
3.680	-21.890	10.384	-0.037	
4.140	-17.226	9.792	-0.122	
4.600	-12.953	8.730	-0.170	
5.060	-9.231	7.429	-0.190	
5.520	-6.129	6.058	-0.191	
5.980	-3.651	4.734	-0.178	
6.440	-1.756	3.531	-0.158	
6.900	-0.377	2.492	-0.133	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UE026

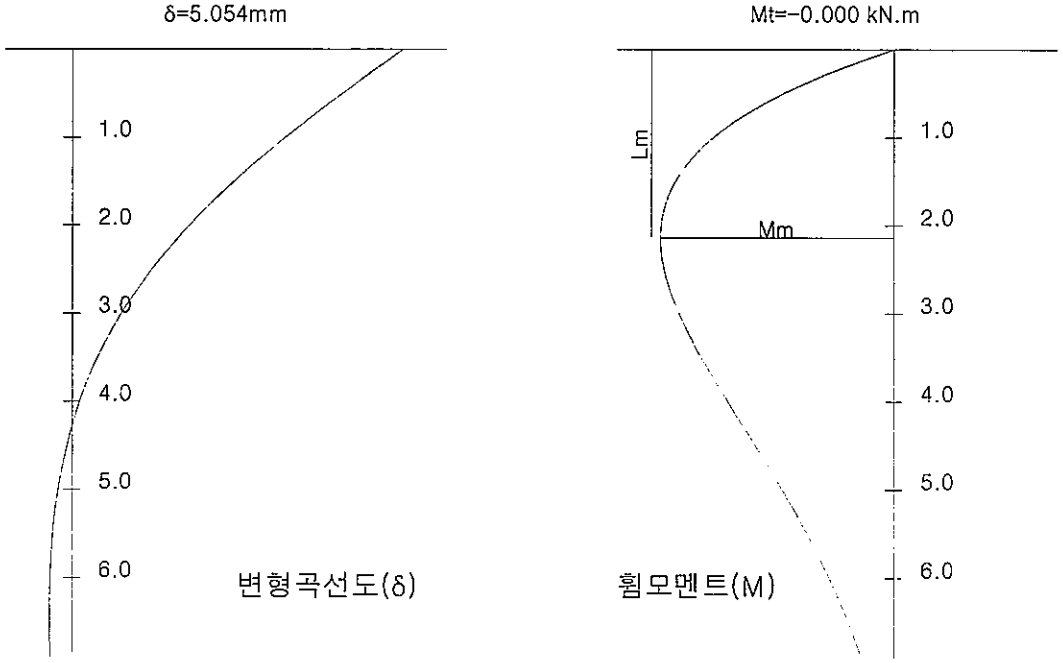
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -43.586 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.054 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.054 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.674	5.054	
0.460	-19.205	-34.295	4.207	
0.920	-31.975	-21.673	3.400	
1.380	-39.539	-11.625	2.661	
1.840	-43.026	-3.898	2.005	
2.300	-43.437	1.800	1.441	
2.760	-41.634	5.777	0.969	
3.220	-38.339	8.335	0.585	
3.680	-34.140	9.757	0.284	
4.140	-29.498	10.300	0.055	
4.600	-24.764	10.190	-0.111	
5.060	-20.193	9.621	-0.224	
5.520	-15.959	8.750	-0.294	
5.980	-12.169	7.707	-0.329	
6.440	-8.879	6.591	-0.339	
6.900	-6.105	5.478	-0.329	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE026

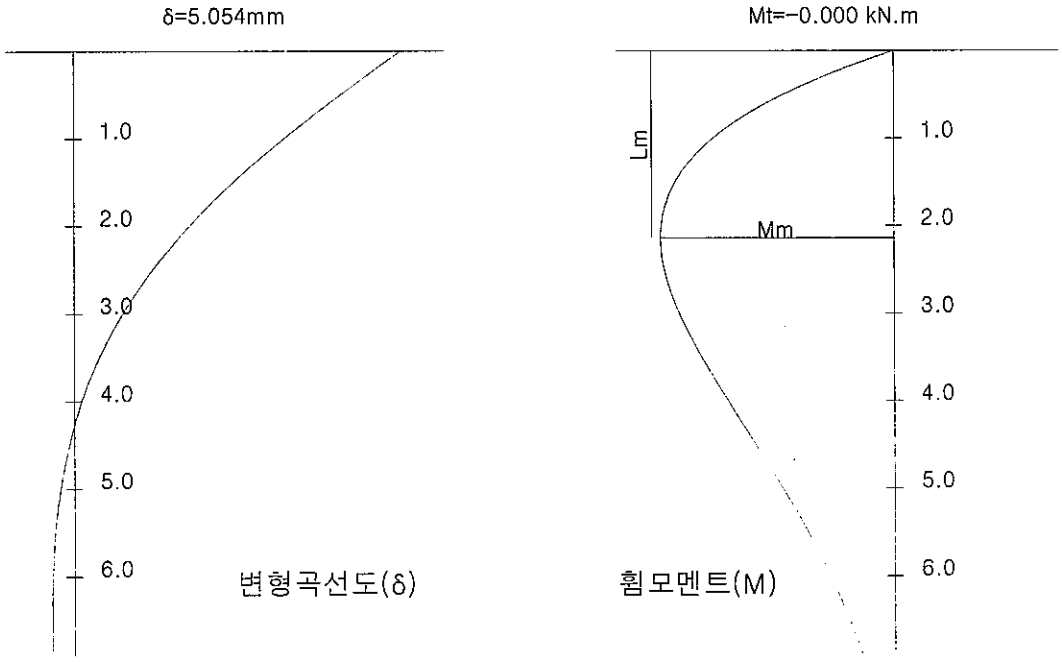
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -43.586 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.054 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.054 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.674	5.054	
0.460	-19.205	-34.295	4.207	
0.920	-31.975	-21.673	3.400	
1.380	-39.539	-11.625	2.661	
1.840	-43.026	-3.898	2.005	
2.300	-43.437	1.800	1.441	
2.760	-41.634	5.777	0.969	
3.220	-38.339	8.335	0.585	
3.680	-34.140	9.757	0.284	
4.140	-29.498	10.300	0.055	
4.600	-24.764	10.190	-0.111	
5.060	-20.193	9.621	-0.224	
5.520	-15.959	8.750	-0.294	
5.980	-12.169	7.707	-0.329	
6.440	-8.879	6.591	-0.339	
6.900	-6.105	5.478	-0.329	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 4 : UL022

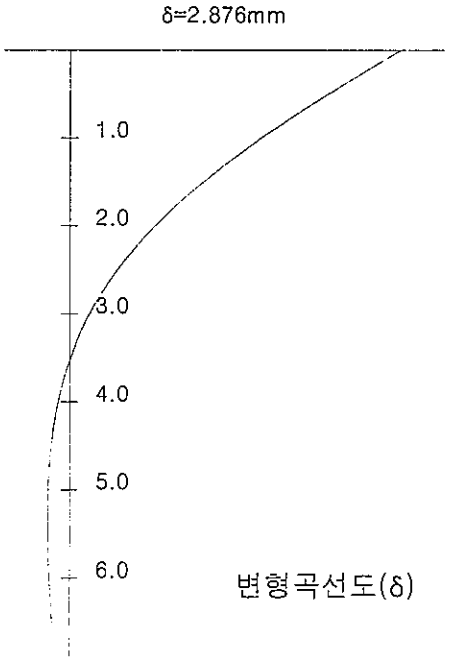
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

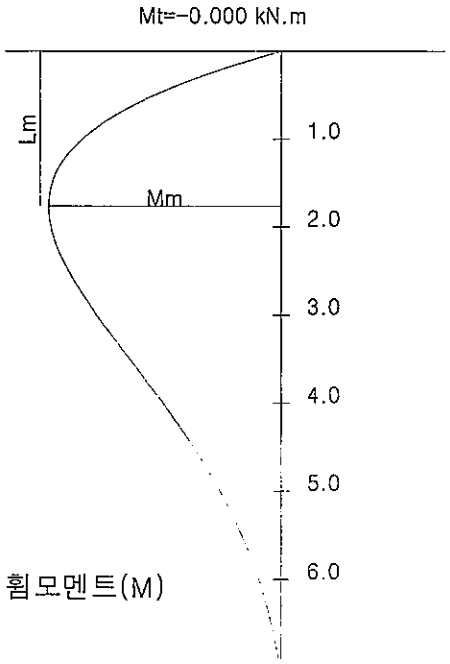
- 최대모멘트 및 깊이 : -36.355 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.876 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.876 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.163	2.876	
0.460	-18.674	-31.720	2.295	
0.920	-29.802	-17.307	1.752	
1.380	-35.158	-6.553	1.272	
1.840	-36.315	1.037	0.867	
2.300	-34.606	6.006	0.538	
2.760	-31.108	8.897	0.283	
3.220	-26.662	10.209	0.095	
3.680	-21.890	10.384	-0.037	
4.140	-17.226	9.792	-0.122	
4.600	-12.953	8.730	-0.170	
5.060	-9.231	7.429	-0.190	
5.520	-6.129	6.058	-0.191	
5.980	-3.651	4.734	-0.178	
6.440	-1.756	3.531	-0.158	
6.900	-0.377	2.492	-0.133	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.458	20.000	171.478
1.571	50.000	사질토	1.442	100.000	226.460
계	-	-	-	-	397.939

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 4.2117 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.8758 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 397.939 + 10.92 = 143.572 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 397.939 + 10.92 = 209.895 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	480.111	356.087	1730.000	143.572	O.K
	HINGE	481.264	354.934	1730.000	143.572	O.K
COMBO 2	FIX	548.594	151.759	1730.000	143.572	O.K
	HINGE	518.485	181.868	1730.000	143.572	O.K
COMBO 3	FIX	548.594	151.759	1730.000	143.572	O.K
	HINGE	518.485	181.868	1730.000	143.572	O.K
COMBO 4	FIX	621.182	79.170	2595.000	209.895	O.K
	HINGE	593.454	106.899	2595.000	209.895	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	480.111	1.922	8.723	28.00	8.335	0.00	O.K
	HINGE	481.264	0.000	8.540	28.00	8.540	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	548.594	50.182	14.226	28.00	4.094	0.00	O.K
	HINGE	518.485	36.322	12.549	28.00	5.216	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	548.594	50.182	14.226	28.00	4.094	0.00	O.K
	HINGE	518.485	36.322	12.549	28.00	5.216	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	621.182	46.214	14.494	42.00	5.164	-5.00	O.K
	HINGE	593.454	36.355	13.244	42.00	5.904	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

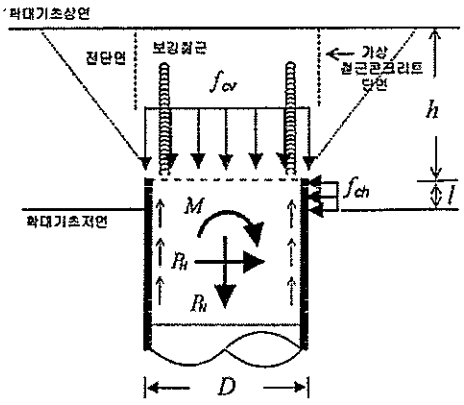
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.000	0.000	0.850	O.K
	HINGE	0.000	0.000	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	41.395	0.745	0.850	O.K
	HINGE	41.395	0.745	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	41.395	0.745	0.850	O.K
	HINGE	41.395	0.745	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	50.163	0.903	1.250	O.K
	HINGE	50.163	0.903	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 548593.8 / (π/4 x 500 ²)
= 2.794 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 621182.1 / (π/4 x 500 ²)
= 3.164 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 548593.8 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.038 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 621182.1 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.043 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 41395.082 / (500 x 100)
= 0.828 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 50163.265 / (500 x 100)
= 1.003 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

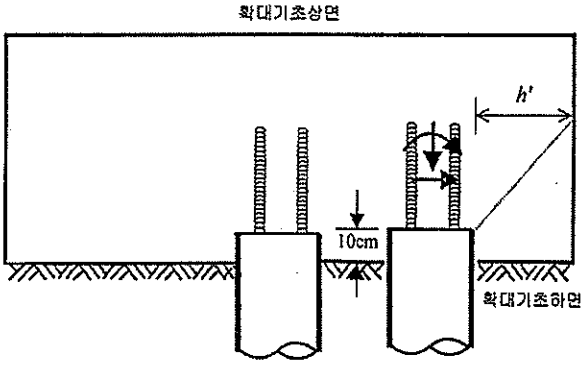
τh = 41395.082 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.069 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 50163.265 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.084 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 677676.102 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)
= 18925182.566 N ≥ PNmax = 677676.102 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

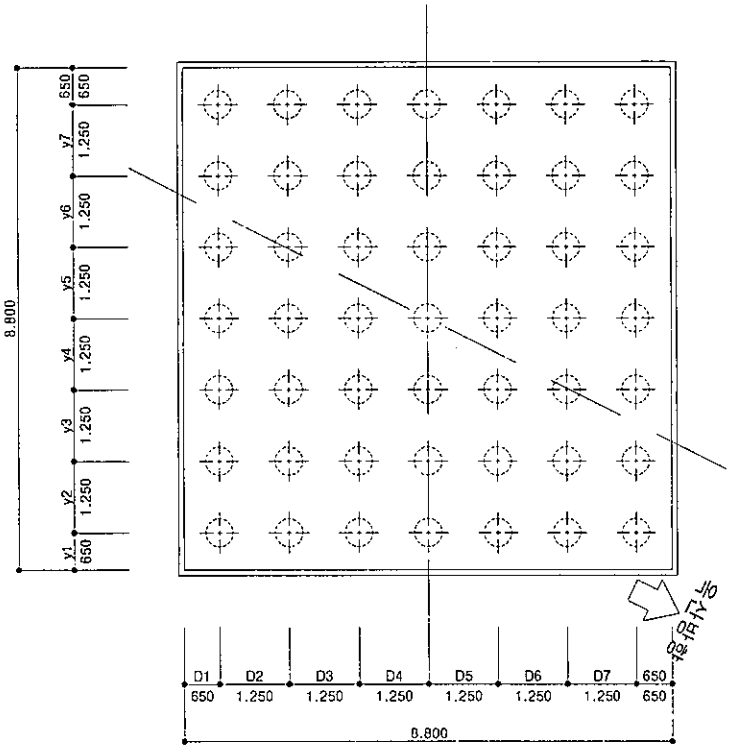
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 30
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20486.865	500.000	369.503	SVB23
	COMBO 2	17158.637	615.546	848.345	SVB26
	COMBO 3	17158.637	615.546	848.345	SVB26
	COMBO 4	17158.637	2496.000	20819.628	SVB22
계수하중	COMBO 1	29461.919	0.000	273.666	ULB01
	COMBO 2	20590.365	738.655	1018.014	ULB26
	COMBO 3	15442.774	738.655	983.103	UEB26
	COMBO 4	17158.637	2496.000	20819.628	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99495430.3	100247117.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005337	0.0013348	0.0000107	COMBO 1	0.0000038	0.0019195	0.0000028
COMBO 2	0.0006625	0.0011179	0.0000173	COMBO 2	0.0007950	0.0013415	0.0000207
COMBO 3	0.0006625	0.0011179	0.0000173	COMBO 3	0.0007946	0.0010061	0.0000203
COMBO 4	0.0017309	0.0011179	0.0002409	COMBO 4	0.0017309	0.0011179	0.0002409

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.731 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005337	0.0013751	0.0000107	430.721	10.204	-13.495
	2	0.0005337	0.0013616	0.0000107	426.513	10.204	-13.495
	3	0.0005337	0.0013482	0.0000107	422.306	10.204	-13.495
	4	0.0005337	0.0013348	0.0000107	418.099	10.204	-13.495
	5	0.0005337	0.0013213	0.0000107	413.892	10.204	-13.495
	6	0.0005337	0.0013079	0.0000107	409.685	10.204	-13.495
	7	0.0005337	0.0012945	0.0000107	405.478	10.204	-13.495
COMBO 2	1	0.0006625	0.0011826	0.0000173	370.444	12.562	-16.466
	2	0.0006625	0.0011611	0.0000173	363.688	12.562	-16.466
	3	0.0006625	0.0011395	0.0000173	356.932	12.562	-16.466
	4	0.0006625	0.0011179	0.0000173	350.176	12.562	-16.466
	5	0.0006625	0.0010964	0.0000173	343.420	12.562	-16.466
	6	0.0006625	0.0010748	0.0000173	336.664	12.562	-16.466
	7	0.0006625	0.0010532	0.0000173	329.908	12.562	-16.466
COMBO 3	1	0.0006625	0.0011826	0.0000173	370.444	12.562	-16.466
	2	0.0006625	0.0011611	0.0000173	363.688	12.562	-16.466
	3	0.0006625	0.0011395	0.0000173	356.932	12.562	-16.466
	4	0.0006625	0.0011179	0.0000173	350.176	12.562	-16.466
	5	0.0006625	0.0010964	0.0000173	343.420	12.562	-16.466
	6	0.0006625	0.0010748	0.0000173	336.664	12.562	-16.466
	7	0.0006625	0.0010532	0.0000173	329.908	12.562	-16.466
COMBO 4	1	0.0017309	0.0020211	0.0002409	633.094	50.939	-46.638
	2	0.0017309	0.0017201	0.0002409	538.788	50.939	-46.638
	3	0.0017309	0.0014190	0.0002409	444.482	50.939	-46.638
	4	0.0017309	0.0011179	0.0002409	350.176	50.939	-46.638
	5	0.0017309	0.0008169	0.0002409	255.871	50.939	-46.638
	6	0.0017309	0.0005158	0.0002409	161.565	50.939	-46.638
	7	0.0017309	0.0002147	0.0002409	67.259	50.939	-46.638

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000038	0.0019300	0.0000028	604.553	0.000	0.102
	2	0.0000038	0.0019265	0.0000028	603.457	0.000	0.102
	3	0.0000038	0.0019230	0.0000028	602.360	0.000	0.102
	4	0.0000038	0.0019195	0.0000028	601.264	0.000	0.102
	5	0.0000038	0.0019160	0.0000028	600.167	0.000	0.102
	6	0.0000038	0.0019125	0.0000028	599.070	0.000	0.102
	7	0.0000038	0.0019090	0.0000028	597.974	0.000	0.102
COMBO 2	1	0.0007950	0.0014192	0.0000207	444.533	15.075	-19.760
	2	0.0007950	0.0013933	0.0000207	436.426	15.075	-19.760
	3	0.0007950	0.0013674	0.0000207	428.319	15.075	-19.760
	4	0.0007950	0.0013415	0.0000207	420.212	15.075	-19.760
	5	0.0007950	0.0013156	0.0000207	412.104	15.075	-19.760
	6	0.0007950	0.0012898	0.0000207	403.997	15.075	-19.760
	7	0.0007950	0.0012639	0.0000207	395.890	15.075	-19.760
COMBO 3	1	0.0007946	0.0010824	0.0000203	339.060	15.075	-19.773
	2	0.0007946	0.0010570	0.0000203	331.093	15.075	-19.773
	3	0.0007946	0.0010316	0.0000203	323.126	15.075	-19.773
	4	0.0007946	0.0010061	0.0000203	315.159	15.075	-19.773
	5	0.0007946	0.0009807	0.0000203	307.191	15.075	-19.773
	6	0.0007946	0.0009553	0.0000203	299.224	15.075	-19.773
	7	0.0007946	0.0009298	0.0000203	291.257	15.075	-19.773
COMBO 4	1	0.0017309	0.0020211	0.0002409	633.094	50.939	-46.638
	2	0.0017309	0.0017201	0.0002409	538.788	50.939	-46.638
	3	0.0017309	0.0014190	0.0002409	444.482	50.939	-46.638
	4	0.0017309	0.0011179	0.0002409	350.176	50.939	-46.638
	5	0.0017309	0.0008169	0.0002409	255.871	50.939	-46.638
	6	0.0017309	0.0005158	0.0002409	161.565	50.939	-46.638
	7	0.0017309	0.0002147	0.0002409	67.259	50.939	-46.638

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	430.721	10.204	-13.495	7
	2	2.500	0	426.513	10.204	-13.495	7
	3	1.250	0	422.306	10.204	-13.495	7
	4	0.000	0	418.099	10.204	-13.495	7
	5	-1.250	0	413.892	10.204	-13.495	7
	6	-2.500	0	409.685	10.204	-13.495	7
	7	-3.750	0	405.478	10.204	-13.495	7
	계			20486.865	500.000	369.503	49
COMBO 2	1	3.750	0	370.444	12.562	-16.466	7
	2	2.500	0	363.688	12.562	-16.466	7
	3	1.250	0	356.932	12.562	-16.466	7
	4	0.000	0	350.176	12.562	-16.466	7
	5	-1.250	0	343.420	12.562	-16.466	7
	6	-2.500	0	336.664	12.562	-16.466	7
	7	-3.750	0	329.908	12.562	-16.466	7
	계			17158.637	615.546	848.345	49
COMBO 3	1	3.750	0	370.444	12.562	-16.466	7
	2	2.500	0	363.688	12.562	-16.466	7
	3	1.250	0	356.932	12.562	-16.466	7
	4	0.000	0	350.176	12.562	-16.466	7
	5	-1.250	0	343.420	12.562	-16.466	7
	6	-2.500	0	336.664	12.562	-16.466	7
	7	-3.750	0	329.908	12.562	-16.466	7
	계			17158.637	615.546	848.345	49
COMBO 4	1	3.750	0	633.094	50.939	-46.638	7
	2	2.500	0	538.788	50.939	-46.638	7
	3	1.250	0	444.482	50.939	-46.638	7
	4	0.000	0	350.176	50.939	-46.638	7
	5	-1.250	0	255.871	50.939	-46.638	7
	6	-2.500	0	161.565	50.939	-46.638	7
	7	-3.750	0	67.259	50.939	-46.638	7
	계			17158.637	2496.000	20819.628	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	604.553	0.000	0.102	7
	2	2.500	0	603.457	0.000	0.102	7
	3	1.250	0	602.360	0.000	0.102	7
	4	0.000	0	601.264	0.000	0.102	7
	5	-1.250	0	600.167	0.000	0.102	7
	6	-2.500	0	599.070	0.000	0.102	7
	7	-3.750	0	597.974	0.000	0.102	7
	계			29461.919	0.000	273.666	49
COMBO 2	1	3.750	0	444.533	15.075	-19.760	7
	2	2.500	0	436.426	15.075	-19.760	7
	3	1.250	0	428.319	15.075	-19.760	7
	4	0.000	0	420.212	15.075	-19.760	7
	5	-1.250	0	412.104	15.075	-19.760	7
	6	-2.500	0	403.997	15.075	-19.760	7
	7	-3.750	0	395.890	15.075	-19.760	7
	계			20590.365	738.655	1018.014	49
COMBO 3	1	3.750	0	339.060	15.075	-19.773	7
	2	2.500	0	331.093	15.075	-19.773	7
	3	1.250	0	323.126	15.075	-19.773	7
	4	0.000	0	315.159	15.075	-19.773	7
	5	-1.250	0	307.191	15.075	-19.773	7
	6	-2.500	0	299.224	15.075	-19.773	7
	7	-3.750	0	291.257	15.075	-19.773	7
	계			15442.774	738.655	983.103	49
COMBO 4	1	3.750	0	633.094	50.939	-46.638	7
	2	2.500	0	538.788	50.939	-46.638	7
	3	1.250	0	444.482	50.939	-46.638	7
	4	0.000	0	350.176	50.939	-46.638	7
	5	-1.250	0	255.871	50.939	-46.638	7
	6	-2.500	0	161.565	50.939	-46.638	7
	7	-3.750	0	67.259	50.939	-46.638	7
	계			17158.637	2496.000	20819.628	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB23

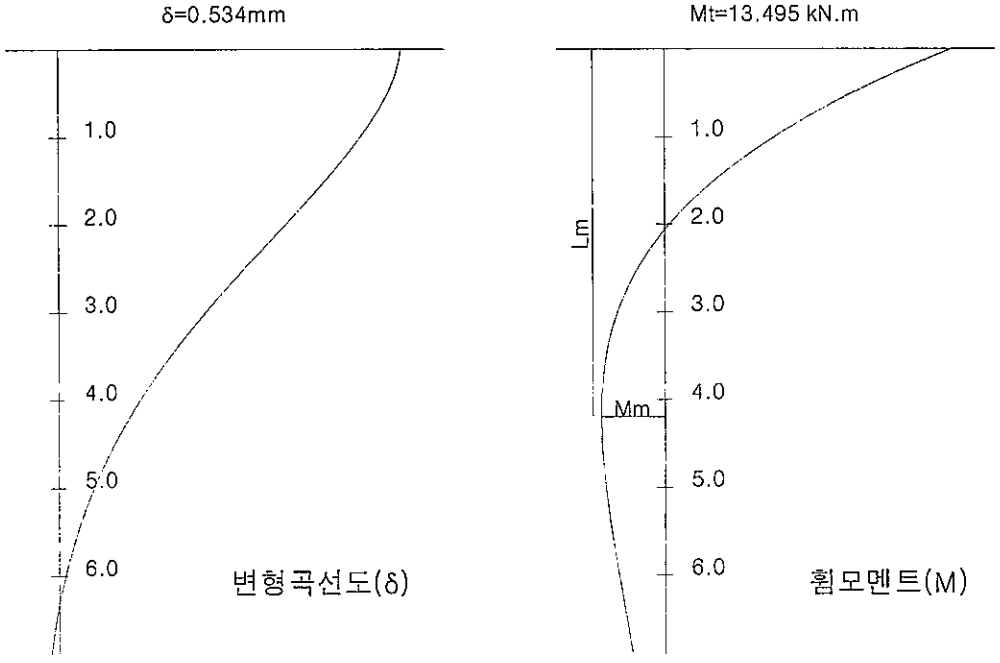
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.970 kN.m, 4.198 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.534 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.534 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	13.495	-10.204	0.534	
0.460	9.206	-8.454	0.516	
0.920	5.703	-6.797	0.478	
1.380	2.929	-5.288	0.429	
1.840	0.810	-3.957	0.372	
2.300	-0.740	-2.816	0.314	
2.760	-1.810	-1.867	0.258	
3.220	-2.486	-1.100	0.205	
3.680	-2.848	-0.500	0.157	
4.140	-2.969	-0.048	0.116	
4.600	-2.912	0.277	0.081	
5.060	-2.730	0.495	0.052	
5.520	-2.469	0.627	0.029	
5.980	-2.164	0.691	0.011	
6.440	-1.842	0.703	-0.003	
6.900	-1.523	0.677	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB26

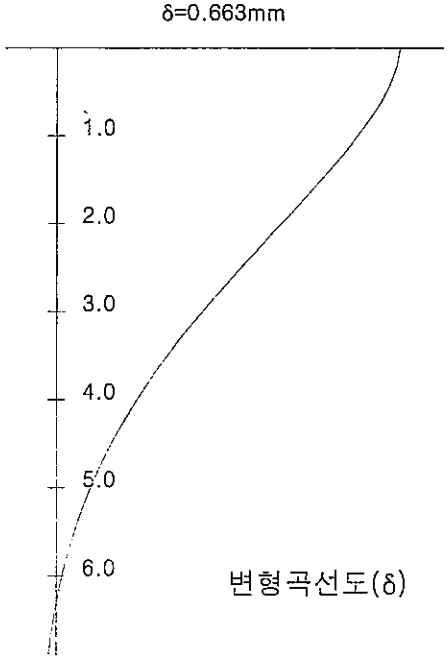
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

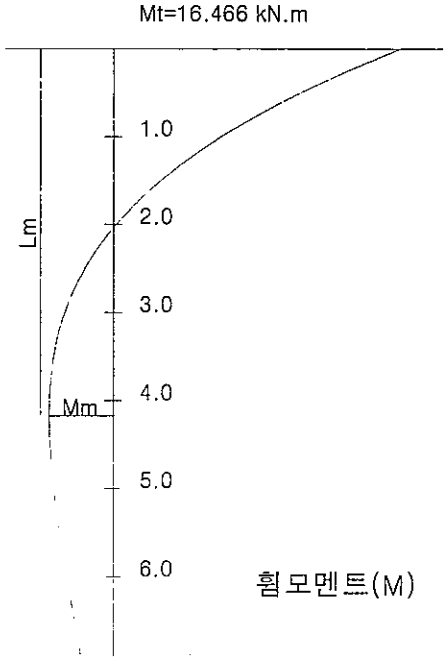
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.689 kN.m, 4.175 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.663 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.663 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.466	-12.562	0.663	
0.460	11.190	-10.392	0.639	
0.920	6.887	-8.343	0.591	
1.380	3.486	-6.479	0.529	
1.840	0.892	-4.837	0.459	
2.300	-1.000	-3.433	0.387	
2.760	-2.302	-2.265	0.317	
3.220	-3.119	-1.324	0.251	
3.680	-3.551	-0.588	0.193	
4.140	-3.688	-0.035	0.141	
4.600	-3.608	0.361	0.098	
5.060	-3.377	0.626	0.063	
5.520	-3.049	0.784	0.034	
5.980	-2.668	0.860	0.012	
6.440	-2.267	0.872	-0.004	
6.900	-1.872	0.839	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : SVB26

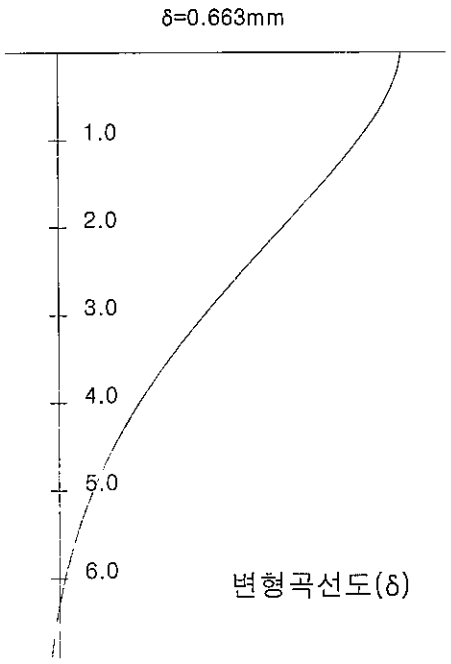
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

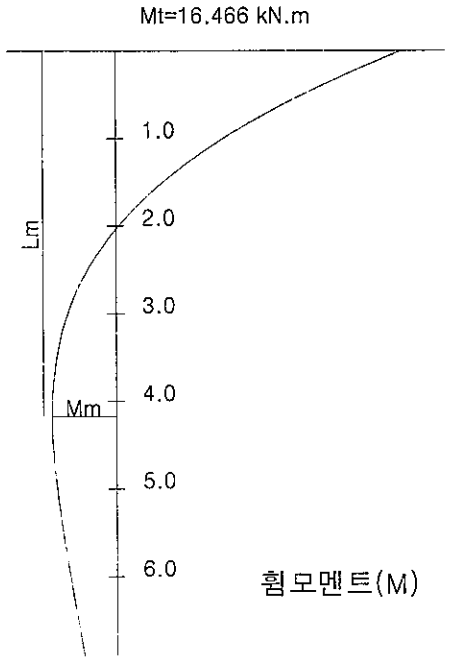
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.689 kN.m, 4.175 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.663 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.663 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.466	-12.562	0.663	
0.460	11.190	-10.392	0.639	
0.920	6.887	-8.343	0.591	
1.380	3.486	-6.479	0.529	
1.840	0.892	-4.837	0.459	
2.300	-1.000	-3.433	0.387	
2.760	-2.302	-2.265	0.317	
3.220	-3.119	-1.324	0.251	
3.680	-3.551	-0.588	0.193	
4.140	-3.688	-0.035	0.141	
4.600	-3.608	0.361	0.098	
5.060	-3.377	0.626	0.063	
5.520	-3.049	0.784	0.034	
5.980	-2.668	0.860	0.012	
6.440	-2.267	0.872	-0.004	
6.900	-1.872	0.839	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SVB22

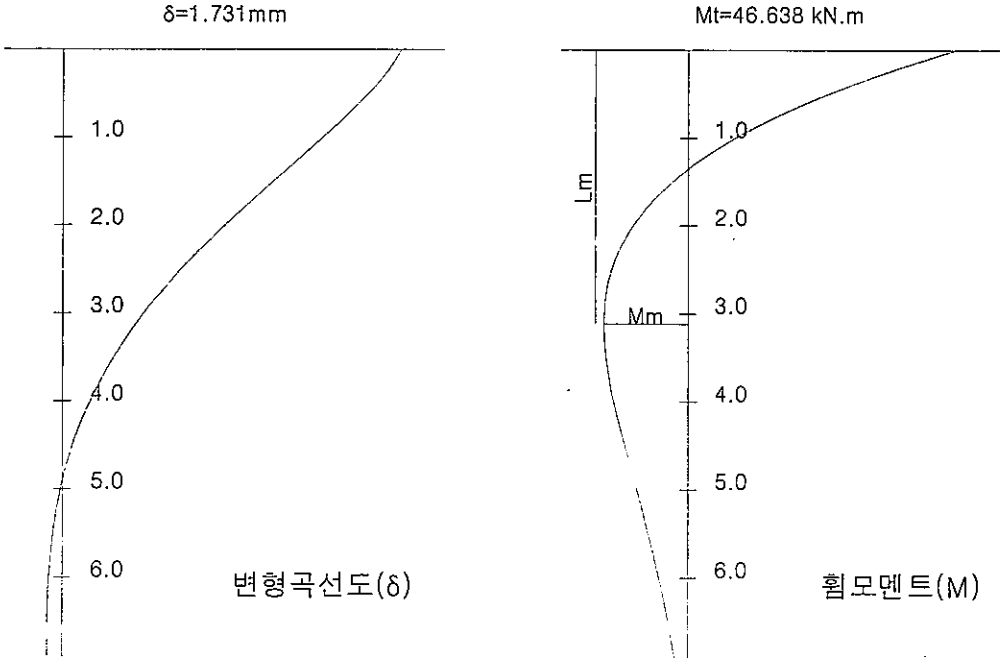
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.540 kN.m, 3.119 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.731 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.731 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	46.638	-50.939	1.731	
0.460	25.976	-39.082	1.578	
0.920	10.480	-28.540	1.369	
1.380	-0.527	-19.591	1.137	
1.840	-7.801	-12.311	0.905	
2.300	-12.099	-6.635	0.689	
2.760	-14.128	-2.413	0.499	
3.220	-14.512	0.556	0.338	
3.680	-13.776	2.490	0.209	
4.140	-12.347	3.604	0.108	
4.600	-10.555	4.098	0.034	
5.060	-8.645	4.147	-0.017	
5.520	-6.786	3.896	-0.050	
5.980	-5.088	3.463	-0.069	
6.440	-3.614	2.940	-0.076	
6.900	-2.388	2.391	-0.076	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB26

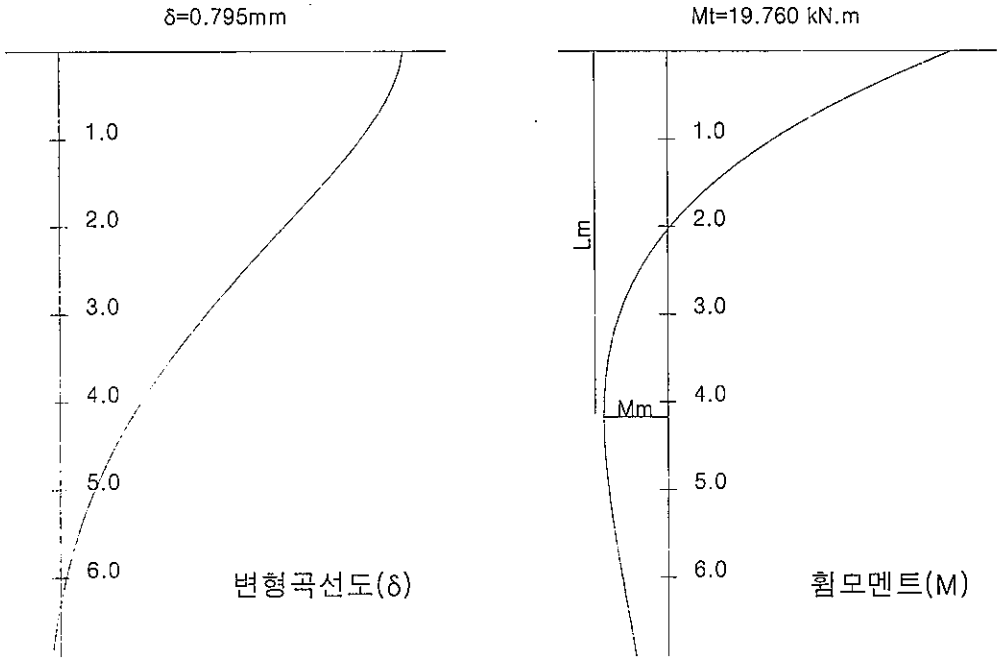
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.427 kN.m, 4.175 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.795 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.795 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.760	-15.075	0.795	
0.460	13.428	-12.470	0.767	
0.920	8.265	-10.011	0.710	
1.380	4.183	-7.775	0.635	
1.840	1.071	-5.804	0.551	
2.300	-1.200	-4.119	0.464	
2.760	-2.762	-2.719	0.380	
3.220	-3.743	-1.589	0.302	
3.680	-4.262	-0.706	0.231	
4.140	-4.426	-0.043	0.170	
4.600	-4.330	0.433	0.118	
5.060	-4.052	0.751	0.075	
5.520	-3.659	0.941	0.041	
5.980	-3.201	1.032	0.015	
6.440	-2.721	1.047	-0.005	
6.900	-2.247	1.007	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

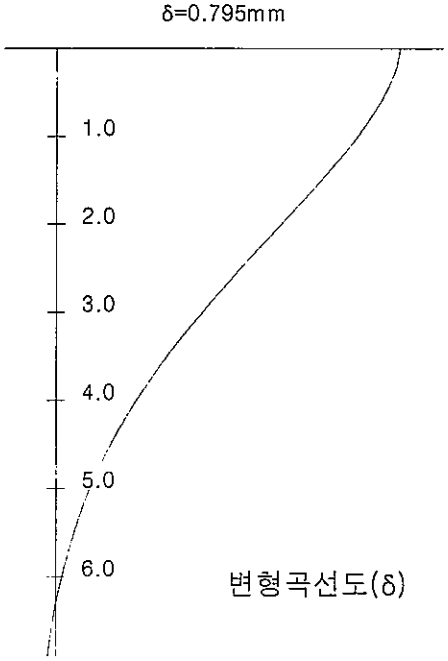
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

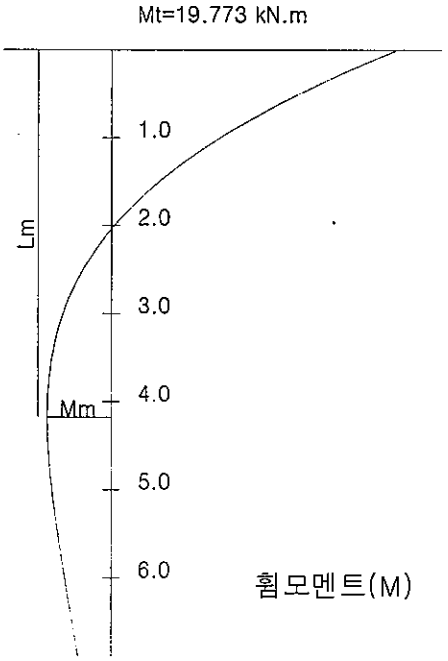
- 최대모멘트 및 깊이 : -4.424 kN.m, 4.177 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.795 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.795 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.773	-15.075	0.795	
0.460	13.441	-12.472	0.766	
0.920	8.276	-10.014	0.709	
1.380	4.194	-7.777	0.635	
1.840	1.080	-5.807	0.550	
2.300	-1.192	-4.122	0.464	
2.760	-2.756	-2.722	0.380	
3.220	-3.738	-1.591	0.302	
3.680	-4.258	-0.708	0.231	
4.140	-4.423	-0.045	0.170	
4.600	-4.328	0.431	0.118	
5.060	-4.051	0.749	0.075	
5.520	-3.658	0.940	0.041	
5.980	-3.201	1.031	0.015	
6.440	-2.721	1.046	-0.005	
6.900	-2.247	1.006	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 4 : ULB22

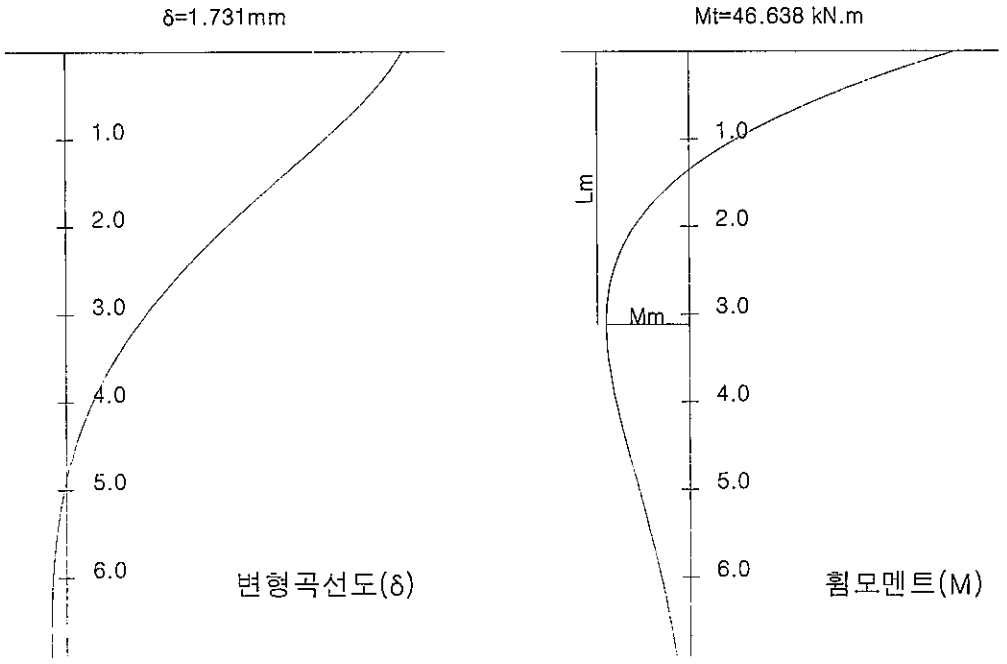
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.540 kN.m, 3.119 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.731 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.731 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	46.638	-50.939	1.731	
0.460	25.976	-39.082	1.578	
0.920	10.480	-28.540	1.369	
1.380	-0.527	-19.591	1.137	
1.840	-7.801	-12.311	0.905	
2.300	-12.099	-6.635	0.689	
2.760	-14.128	-2.413	0.499	
3.220	-14.512	0.556	0.338	
3.680	-13.776	2.490	0.209	
4.140	-12.347	3.604	0.108	
4.600	-10.555	4.098	0.034	
5.060	-8.645	4.147	-0.017	
5.520	-6.786	3.896	-0.050	
5.980	-5.088	3.463	-0.069	
6.440	-3.614	2.940	-0.076	
6.900	-2.388	2.391	-0.076	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	95928152.2	95928152.2
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0010382	0.0013348	0.0000039	COMBO 1	0.0000000	0.0019195	0.0000029
COMBO 2	0.0012781	0.0011179	0.0000088	COMBO 2	0.0015337	0.0013415	0.0000106
COMBO 3	0.0012781	0.0011179	0.0000088	COMBO 3	0.0015337	0.0010061	0.0000102
COMBO 4	0.0029203	0.0011179	0.0002170	COMBO 4	0.0029203	0.0011179	0.0002170

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.920 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0010382	0.0013492	0.0000039	422.624	10.204	0.000
	2	0.0010382	0.0013444	0.0000039	421.116	10.204	0.000
	3	0.0010382	0.0013396	0.0000039	419.607	10.204	0.000
	4	0.0010382	0.0013348	0.0000039	418.099	10.204	0.000
	5	0.0010382	0.0013300	0.0000039	416.591	10.204	0.000
	6	0.0010382	0.0013251	0.0000039	415.083	10.204	0.000
	7	0.0010382	0.0013203	0.0000039	413.575	10.204	0.000
COMBO 2	1	0.0012781	0.0011511	0.0000088	360.564	12.562	0.000
	2	0.0012781	0.0011400	0.0000088	357.102	12.562	0.000
	3	0.0012781	0.0011290	0.0000088	353.639	12.562	0.000
	4	0.0012781	0.0011179	0.0000088	350.176	12.562	0.000
	5	0.0012781	0.0011069	0.0000088	346.714	12.562	0.000
	6	0.0012781	0.0010958	0.0000088	343.251	12.562	0.000
	7	0.0012781	0.0010848	0.0000088	339.788	12.562	0.000
COMBO 3	1	0.0012781	0.0011511	0.0000088	360.564	12.562	0.000
	2	0.0012781	0.0011400	0.0000088	357.102	12.562	0.000
	3	0.0012781	0.0011290	0.0000088	353.639	12.562	0.000
	4	0.0012781	0.0011179	0.0000088	350.176	12.562	0.000
	5	0.0012781	0.0011069	0.0000088	346.714	12.562	0.000
	6	0.0012781	0.0010958	0.0000088	343.251	12.562	0.000
	7	0.0012781	0.0010848	0.0000088	339.788	12.562	0.000
COMBO 4	1	0.0029203	0.0019318	0.0002170	605.110	50.939	0.000
	2	0.0029203	0.0016605	0.0002170	520.132	50.939	0.000
	3	0.0029203	0.0013892	0.0002170	435.154	50.939	0.000
	4	0.0029203	0.0011179	0.0002170	350.176	50.939	0.000
	5	0.0029203	0.0008466	0.0002170	265.198	50.939	0.000
	6	0.0029203	0.0005754	0.0002170	180.220	50.939	0.000
	7	0.0029203	0.0003041	0.0002170	95.242	50.939	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0019302	0.0000029	604.615	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0019267	0.0000029	603.498	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0019231	0.0000029	602.381	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0019195	0.0000029	601.264	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0019160	0.0000029	600.147	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0019124	0.0000029	599.030	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0019088	0.0000029	597.913	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0015337	0.0013813	0.0000106	432.677	15.075	0.000
	2	0.0015337	0.0013681	0.0000106	428.522	15.075	0.000
	3	0.0015337	0.0013548	0.0000106	424.367	15.075	0.000
	4	0.0015337	0.0013415	0.0000106	420.212	15.075	0.000
	5	0.0015337	0.0013283	0.0000106	416.056	15.075	0.000
	6	0.0015337	0.0013150	0.0000106	411.901	15.075	0.000
	7	0.0015337	0.0013017	0.0000106	407.746	15.075	0.000
COMBO 3	1	0.0015337	0.0010446	0.0000102	327.197	15.075	0.000
	2	0.0015337	0.0010318	0.0000102	323.184	15.075	0.000
	3	0.0015337	0.0010190	0.0000102	319.171	15.075	0.000
	4	0.0015337	0.0010061	0.0000102	315.159	15.075	0.000
	5	0.0015337	0.0009933	0.0000102	311.146	15.075	0.000
	6	0.0015337	0.0009805	0.0000102	307.133	15.075	0.000
	7	0.0015337	0.0009677	0.0000102	303.121	15.075	0.000
COMBO 4	1	0.0029203	0.0019318	0.0002170	605.110	50.939	0.000
	2	0.0029203	0.0016605	0.0002170	520.132	50.939	0.000
	3	0.0029203	0.0013892	0.0002170	435.154	50.939	0.000
	4	0.0029203	0.0011179	0.0002170	350.176	50.939	0.000
	5	0.0029203	0.0008466	0.0002170	265.198	50.939	0.000
	6	0.0029203	0.0005754	0.0002170	180.220	50.939	0.000
	7	0.0029203	0.0003041	0.0002170	95.242	50.939	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	422.624	10.204	0.000	7
	2	2.500	0	421.116	10.204	0.000	7
	3	1.250	0	419.607	10.204	0.000	7
	4	0.000	0	418.099	10.204	0.000	7
	5	-1.250	0	416.591	10.204	0.000	7
	6	-2.500	0	415.083	10.204	0.000	7
	7	-3.750	0	413.575	10.204	0.000	7
	계			20486.865	500.000	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	360.564	12.562	0.000	7
	2	2.500	0	357.102	12.562	0.000	7
	3	1.250	0	353.639	12.562	0.000	7
	4	0.000	0	350.176	12.562	0.000	7
	5	-1.250	0	346.714	12.562	0.000	7
	6	-2.500	0	343.251	12.562	0.000	7
	7	-3.750	0	339.788	12.562	0.000	7
	계			17158.637	615.546	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	360.564	12.562	0.000	7
	2	2.500	0	357.102	12.562	0.000	7
	3	1.250	0	353.639	12.562	0.000	7
	4	0.000	0	350.176	12.562	0.000	7
	5	-1.250	0	346.714	12.562	0.000	7
	6	-2.500	0	343.251	12.562	0.000	7
	7	-3.750	0	339.788	12.562	0.000	7
	계			17158.637	615.546	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	605.110	50.939	0.000	7
	2	2.500	0	520.132	50.939	0.000	7
	3	1.250	0	435.154	50.939	0.000	7
	4	0.000	0	350.176	50.939	0.000	7
	5	-1.250	0	265.198	50.939	0.000	7
	6	-2.500	0	180.220	50.939	0.000	7
	7	-3.750	0	95.242	50.939	0.000	7
	계			17158.637	2496.000	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	604.615	0.000	0.000	7
	2	2.500	0	603.498	0.000	0.000	7
	3	1.250	0	602.381	0.000	0.000	7
	4	0.000	0	601.264	0.000	0.000	7
	5	-1.250	0	600.147	0.000	0.000	7
	6	-2.500	0	599.030	0.000	0.000	7
	7	-3.750	0	597.913	0.000	0.000	7
	계			29461.919	0.000	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	432.677	15.075	0.000	7
	2	2.500	0	428.522	15.075	0.000	7
	3	1.250	0	424.367	15.075	0.000	7
	4	0.000	0	420.212	15.075	0.000	7
	5	-1.250	0	416.056	15.075	0.000	7
	6	-2.500	0	411.901	15.075	0.000	7
	7	-3.750	0	407.746	15.075	0.000	7
	계			20590.365	738.655	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	327.197	15.075	0.000	7
	2	2.500	0	323.184	15.075	0.000	7
	3	1.250	0	319.171	15.075	0.000	7
	4	0.000	0	315.159	15.075	0.000	7
	5	-1.250	0	311.146	15.075	0.000	7
	6	-2.500	0	307.133	15.075	0.000	7
	7	-3.750	0	303.121	15.075	0.000	7
	계			15442.774	738.655	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	605.110	50.939	0.000	7
	2	2.500	0	520.132	50.939	0.000	7
	3	1.250	0	435.154	50.939	0.000	7
	4	0.000	0	350.176	50.939	0.000	7
	5	-1.250	0	265.198	50.939	0.000	7
	6	-2.500	0	180.220	50.939	0.000	7
	7	-3.750	0	95.242	50.939	0.000	7
	계			17158.637	2496.000	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB23

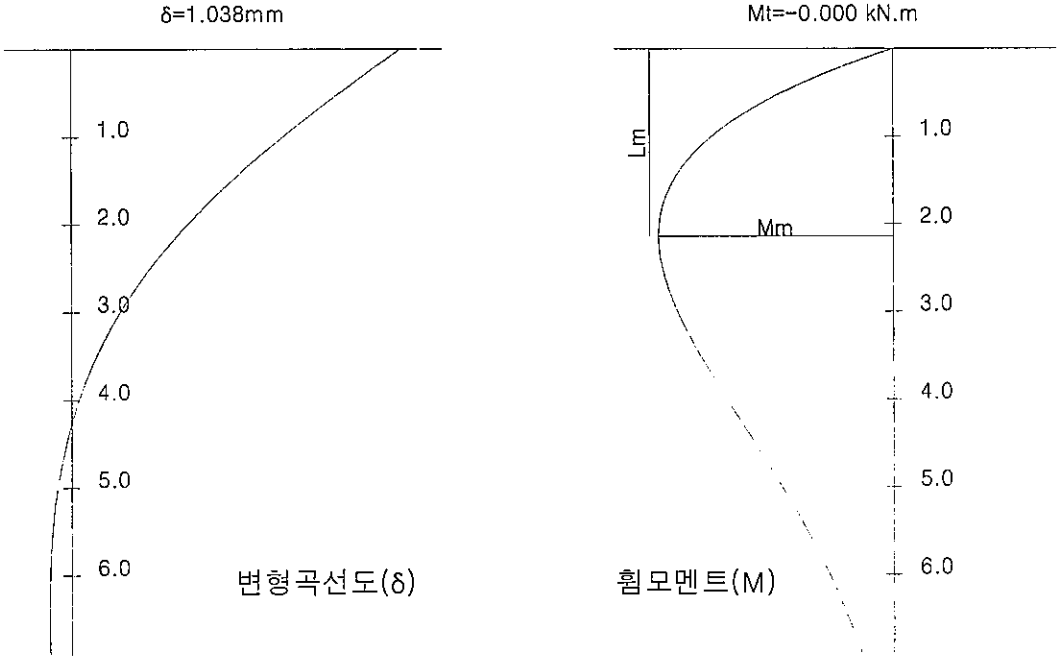
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.953 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.038 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.038 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.204	1.038	
0.460	-3.945	-7.045	0.864	
0.920	-6.568	-4.452	0.699	
1.380	-8.122	-2.388	0.547	
1.840	-8.838	-0.801	0.412	
2.300	-8.923	0.370	0.296	
2.760	-8.552	1.187	0.199	
3.220	-7.876	1.712	0.120	
3.680	-7.013	2.004	0.058	
4.140	-6.059	2.116	0.011	
4.600	-5.087	2.093	-0.023	
5.060	-4.148	1.976	-0.046	
5.520	-3.278	1.797	-0.060	
5.980	-2.500	1.583	-0.068	
6.440	-1.824	1.354	-0.070	
6.900	-1.254	1.125	-0.068	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB26

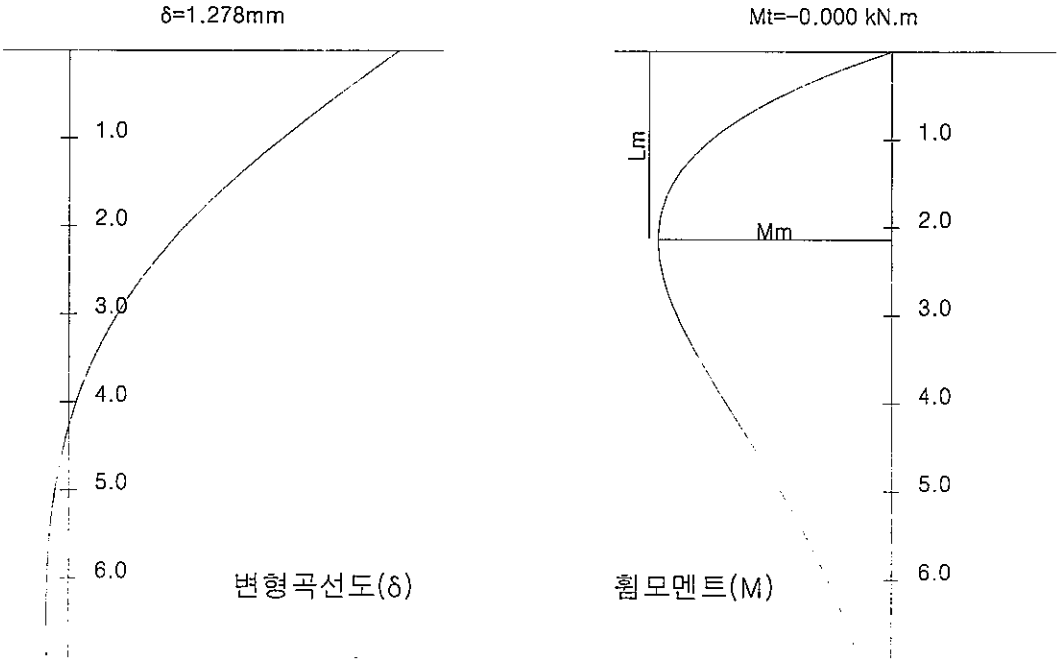
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.022 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.278 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.278 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-12.562	1.278	
0.460	-4.857	-8.673	1.064	
0.920	-8.086	-5.481	0.860	
1.380	-9.999	-2.940	0.673	
1.840	-10.881	-0.986	0.507	
2.300	-10.985	0.455	0.364	
2.760	-10.529	1.461	0.245	
3.220	-9.696	2.108	0.148	
3.680	-8.634	2.467	0.072	
4.140	-7.460	2.605	0.014	
4.600	-6.263	2.577	-0.028	
5.060	-5.107	2.433	-0.057	
5.520	-4.036	2.213	-0.074	
5.980	-3.077	1.949	-0.083	
6.440	-2.245	1.667	-0.086	
6.900	-1.544	1.385	-0.083	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉱ COMBO 3 : SVB26

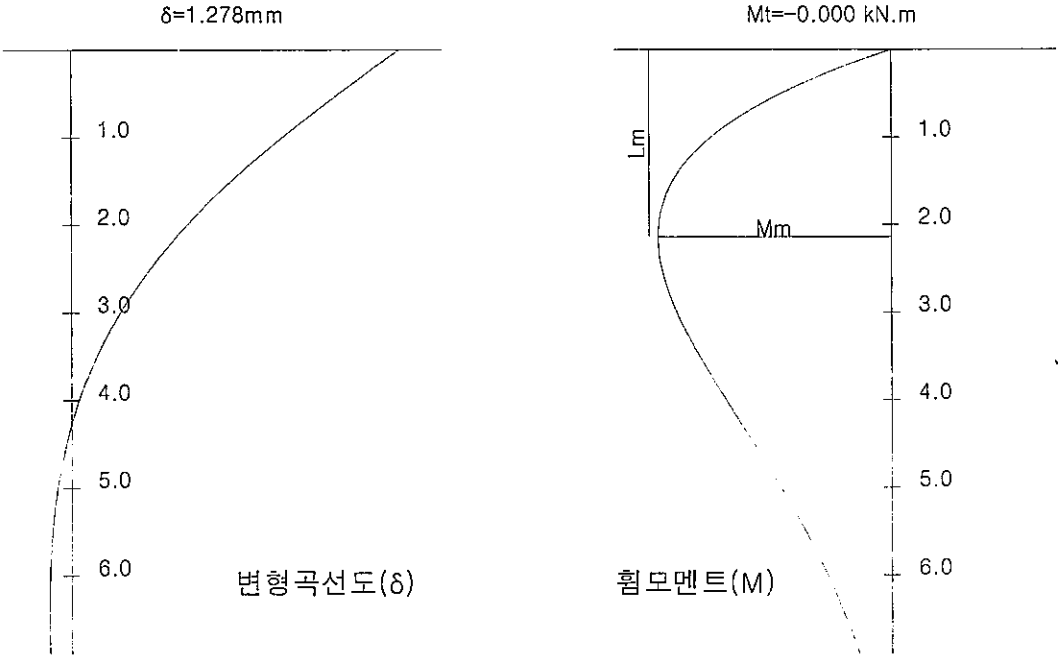
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.022 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.278 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.278 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-12.562	1.278	
0.460	-4.857	-8.673	1.064	
0.920	-8.086	-5.481	0.860	
1.380	-9.999	-2.940	0.673	
1.840	-10.881	-0.986	0.507	
2.300	-10.985	0.455	0.364	
2.760	-10.529	1.461	0.245	
3.220	-9.696	2.108	0.148	
3.680	-8.634	2.467	0.072	
4.140	-7.460	2.605	0.014	
4.600	-6.263	2.577	-0.028	
5.060	-5.107	2.433	-0.057	
5.520	-4.036	2.213	-0.074	
5.980	-3.077	1.949	-0.083	
6.440	-2.245	1.667	-0.086	
6.900	-1.544	1.385	-0.083	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

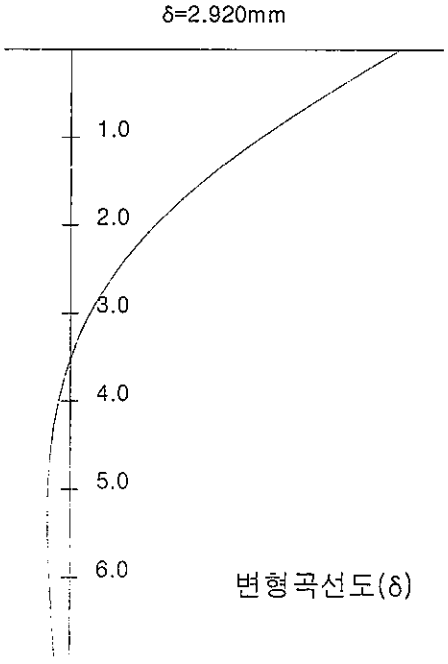
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

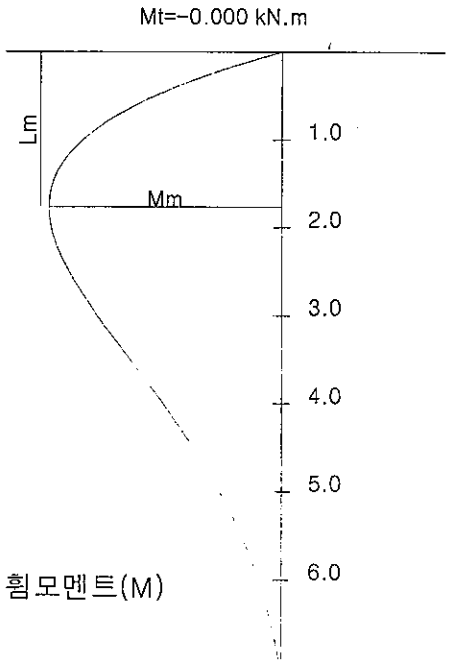
- 최대모멘트 및 깊이 : -36.917 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.920 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.920 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.939	2.920	
0.460	-18.963	-32.211	2.330	
0.920	-30.262	-17.574	1.779	
1.380	-35.701	-6.654	1.292	
1.840	-36.877	1.053	0.880	
2.300	-35.141	6.099	0.547	
2.760	-31.589	9.034	0.288	
3.220	-27.075	10.367	0.096	
3.680	-22.228	10.545	-0.038	
4.140	-17.493	9.943	-0.124	
4.600	-13.154	8.865	-0.173	
5.060	-9.374	7.543	-0.193	
5.520	-6.224	6.151	-0.194	
5.980	-3.707	4.807	-0.181	
6.440	-1.783	3.586	-0.160	
6.900	-0.383	2.530	-0.135	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : ULB26

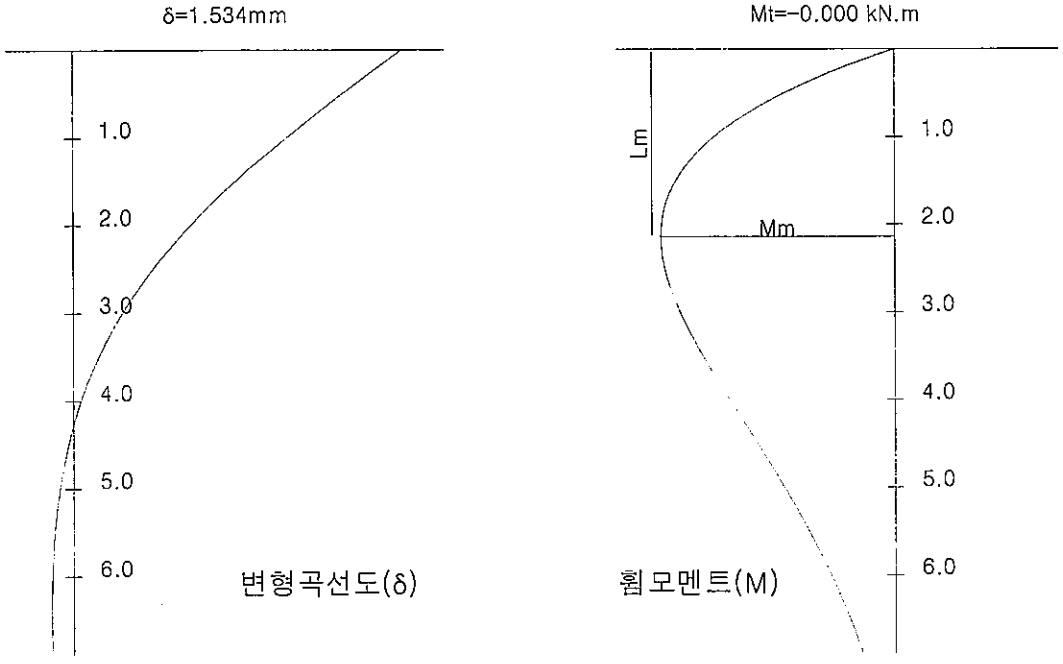
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.227 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.534 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.534 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-15.075	1.534	
0.460	-5.828	-10.408	1.277	
0.920	-9.703	-6.577	1.032	
1.380	-11.999	-3.528	0.807	
1.840	-13.057	-1.183	0.608	
2.300	-13.182	0.546	0.437	
2.760	-12.635	1.753	0.294	
3.220	-11.635	2.529	0.178	
3.680	-10.360	2.961	0.086	
4.140	-8.952	3.126	0.017	
4.600	-7.515	3.092	-0.034	
5.060	-6.128	2.920	-0.068	
5.520	-4.843	2.655	-0.089	
5.980	-3.693	2.339	-0.100	
6.440	-2.695	2.000	-0.103	
6.900	-1.853	1.662	-0.100	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

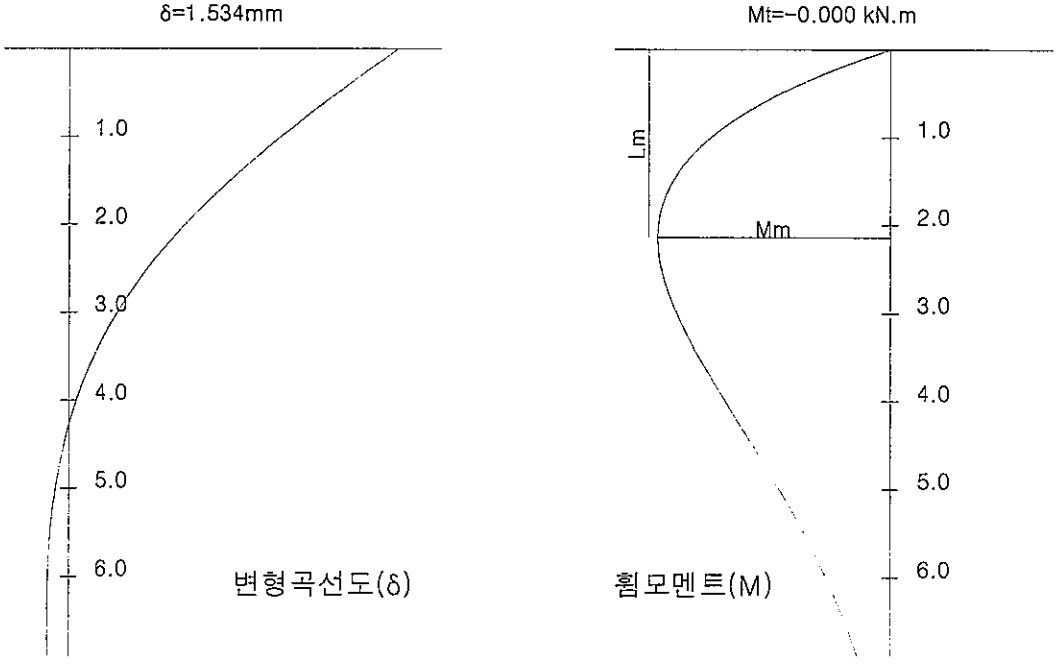
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.227 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.534 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.534 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-15.075	1.534	
0.460	-5.828	-10.408	1.277	
0.920	-9.703	-6.577	1.032	
1.380	-11.999	-3.528	0.807	
1.840	-13.057	-1.183	0.608	
2.300	-13.182	0.546	0.437	
2.760	-12.635	1.753	0.294	
3.220	-11.635	2.529	0.178	
3.680	-10.360	2.961	0.086	
4.140	-8.952	3.126	0.017	
4.600	-7.515	3.092	-0.034	
5.060	-6.128	2.920	-0.068	
5.520	-4.843	2.655	-0.089	
5.980	-3.693	2.339	-0.100	
6.440	-2.695	2.000	-0.103	
6.900	-1.853	1.662	-0.100	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : ULB22

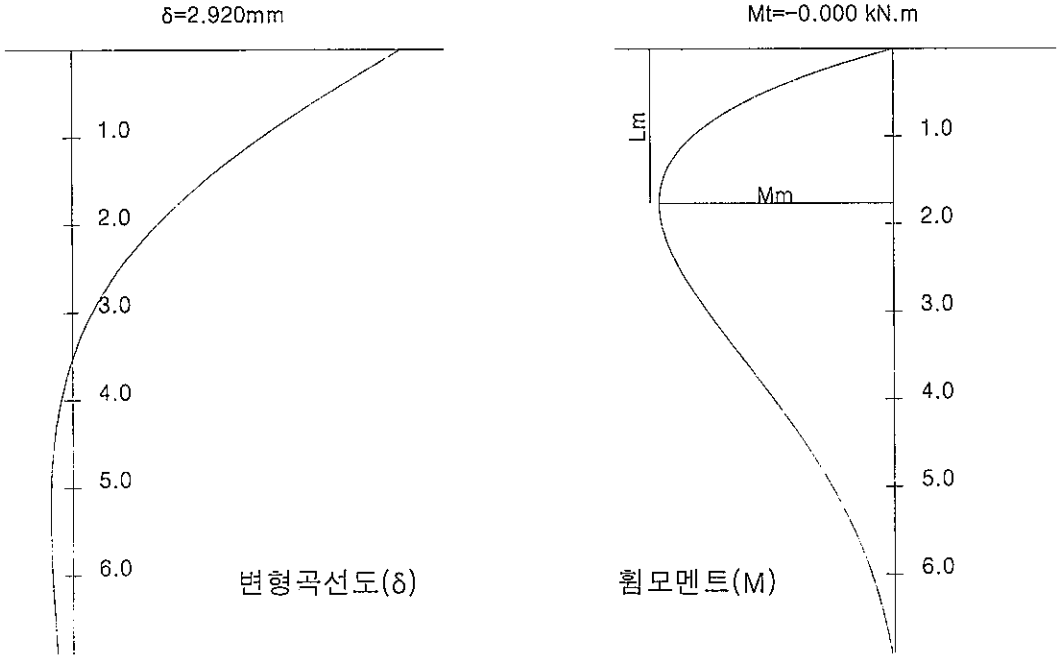
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.917 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.920 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.920 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.939	2.920	
0.460	-18.963	-32.211	2.330	
0.920	-30.262	-17.574	1.779	
1.380	-35.701	-6.654	1.292	
1.840	-36.877	1.053	0.880	
2.300	-35.141	6.099	0.547	
2.760	-31.589	9.034	0.288	
3.220	-27.075	10.367	0.096	
3.680	-22.228	10.545	-0.038	
4.140	-17.493	9.943	-0.124	
4.600	-13.154	8.865	-0.173	
5.060	-9.374	7.543	-0.193	
5.520	-6.224	6.151	-0.194	
5.980	-3.707	4.807	-0.181	
6.440	-1.783	3.586	-0.160	
6.900	-0.383	2.530	-0.135	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.458	20.000	171.478
1.571	50.000	사질토	1.442	100.000	226.460
계	-	-	-	-	397.939

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.2781 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.9203 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 397.939 + 10.92 = 143.572 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 397.939 + 10.92 = 209.895 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	430.721	405.478	1730.000	143.572	O.K
	HINGE	422.624	413.575	1730.000	143.572	O.K
COMBO 2	FIX	370.444	329.908	1730.000	143.572	O.K
	HINGE	360.564	339.788	1730.000	143.572	O.K
COMBO 3	FIX	370.444	329.908	1730.000	143.572	O.K
	HINGE	360.564	339.788	1730.000	143.572	O.K
COMBO 4	FIX	633.094	67.259	2595.000	209.895	O.K
	HINGE	605.110	95.242	2595.000	209.895	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	430.721	13.495	9.436	28.00	6.712	0.00	O.K
	HINGE	422.624	8.953	8.903	28.00	7.095	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	370.444	16.466	9.181	28.00	5.856	0.00	O.K
	HINGE	360.564	11.022	8.540	28.00	6.314	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	370.444	16.466	9.181	28.00	5.856	0.00	O.K
	HINGE	360.564	11.022	8.540	28.00	6.314	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	633.094	46.638	14.647	42.00	5.231	-5.00	O.K
	HINGE	605.110	36.917	13.408	42.00	5.954	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

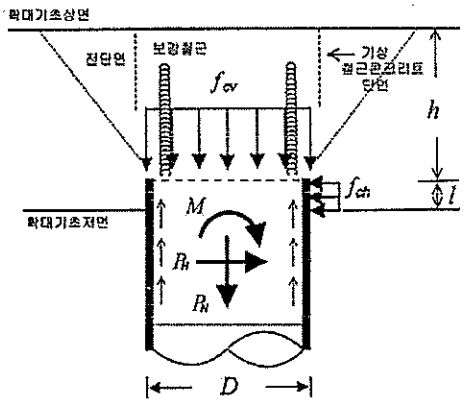
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	10.204	0.184	0.850	O.K
	HINGE	10.204	0.184	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	12.562	0.226	0.850	O.K
	HINGE	12.562	0.226	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	12.562	0.226	0.850	O.K
	HINGE	12.562	0.226	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	50.939	0.917	1.250	O.K
	HINGE	50.939	0.917	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 430720.6 / (π/4 x 500 ²)
= 2.194 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 633093.5 / (π/4 x 500 ²)
= 3.224 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (㎜)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 430720.6 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.030 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 633093.5 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.044 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝측직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 ㎜

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 12562.154 / (500 x 100)
= 0.251 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 50938.776 / (500 x 100)
= 1.019 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

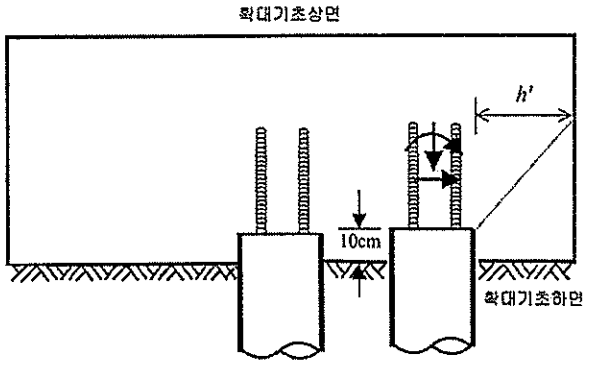
τh = 12562.154 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.021 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 50938.776 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.085 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 604614.664 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 604614.664 N ∴ O.K

교각 P1(오창방향)

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면재원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 교량받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
   9.1 교축직각 방향
   9.2 교축 방향
   9.3 합성 부재력
   9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
   10.1 교축직각 방향
   10.2 교축방향

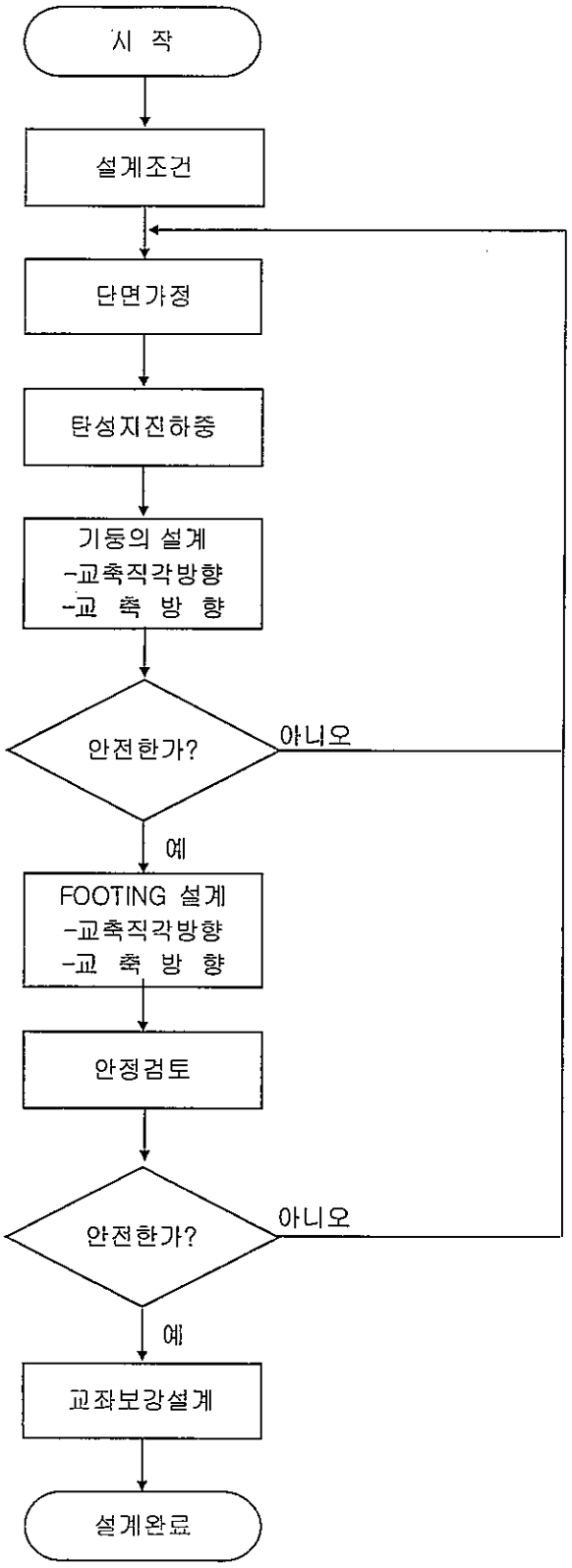
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
   12.1 받침 연단거리 검토
   12.2 최소 받침지지 길이 검토
   12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
   12.4 교량받침 보강 철근 검토
   12.5 교량받침 하면 보강
   12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	467.059	O.K
		허용인발력(kN/EA)	148.570	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.012	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.261	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.476	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	674.366	O.K
		허용인발력(kN/EA)	217.392	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.487	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.998	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.179	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	553.427	O.K
		허용인발력(kN/EA)	148.570	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	13.361	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.617	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.486	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	734.302	O.K
		허용인발력(kN/EA)	217.392	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.653	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.973	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.099	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.008	22750.501	60585.926	2.663	O.K
	모멘트최대	0.008	14376.644	60585.926	4.214	O.K
	탄성설계	0.008	11980.537	22670.450	1.892	O.K
	편심최대	0.008	10782.483	69241.058	6.422	O.K
교축직각방향	축력최대	0.008	22750.501	60585.926	2.663	O.K
	모멘트최대	0.008	14376.644	31384.294	2.183	O.K
	탄성설계	0.008	11980.537	13393.309	1.118	O.K
	편심최대	0.008	10782.483	27089.147	2.512	O.K
합성부재력	축력최대	0.008	22750.501	60585.926	2.663	O.K
	모멘트최대	0.008	14376.644	30857.375	2.146	O.K
	탄성설계	0.008	11980.537	12453.852	1.040	O.K
	편심최대	0.008	10782.483	26212.373	2.431	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		길이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2849.5	100.0	26865.299	33041.800	23968.795	29270.858	1.221	O.K
	우측내민보	2849.5	100.0	28710.088	33041.800	25560.573	29270.858	1.145	O.K
	좌측내민보수	2900.0	100.0	4007.526	8424.400	3798.465	7946.233	2.092	O.K
	우측내민보수	2900.0	100.0	3937.055	8424.400	3731.959	7946.233	2.129	O.K
	교량받침1	2019.3	100.0	61.347	33041.800	39.096	19943.904	510.129	O.K
	교량받침6	2152.0	100.0	1055.656	33041.800	719.304	21434.237	29.799	O.K
	교량받침2	2711.1	100.0	10673.117	33041.800	9196.572	27715.567	3.014	O.K
	교량받침7	2853.7	100.0	13102.605	33041.800	11892.710	29317.588	2.465	O.K
	교량받침4	2600.8	100.0	16503.906	33041.800	13503.775	26477.053	1.961	O.K
	교량받침9	2439.0	100.0	13298.270	33041.800	10192.570	24658.638	2.419	O.K
	교량받침5	1627.0	100.0	2089.910	33041.800	1048.799	15536.762	14.814	O.K
	교량받침10	1455.8	100.0	61.471	33041.800	27.398	13613.639	496.880	O.K
기초	교축방향	2000.0	150.0	23290.789	35975.700	14467.260	22192.941	1.534	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	26808.001	45610.400	16620.256	27988.501	1.684	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	192.546	180.000	126.087	198.993	O.K
	우측내민보	212.086	180.000	126.087	161.311	O.K
	좌측내민보수평	167.417	180.000	158.307	260.383	O.K
	우측내민보수평	164.485	180.000	158.307	268.766	O.K
	교량받침1	0.861	180.000	126.087	73199.468	O.K
	교량받침6	8.186	180.000	126.087	7695.832	O.K
	교량받침2	78.133	180.000	126.087	797.895	O.K
	교량받침7	95.618	180.000	126.087	613.589	O.K
	교량받침4	126.443	180.000	126.087	412.812	O.K
	교량받침9	102.475	180.000	126.087	558.477	O.K
	교량받침5	20.128	180.000	126.087	3129.913	O.K
	교량받침10	2.558	180.000	126.087	24630.450	O.K
기초	교축방향	157.135	180.000	123.944	157.410	O.K
	교직-지점부	154.126	180.000	123.944	172.197	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : T형 교각
2) 상 부 형 식 : IPC GIRDER
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 10
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 27.247 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(2/3 · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
   - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
   - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

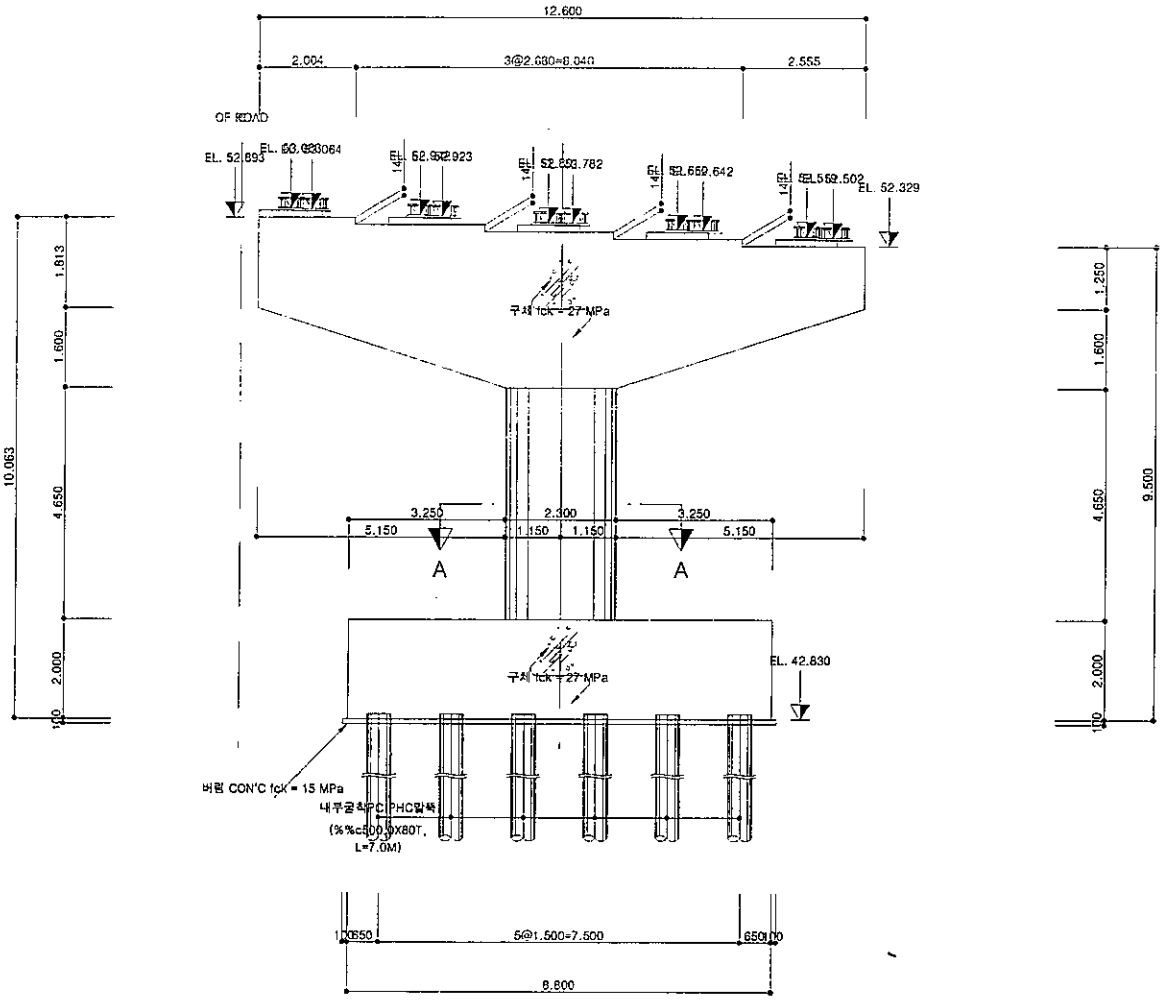
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


12.600
2.004
3@2.680=8.040
2.555
OF ROAD
EL. 52.693
EL. 52.329
구체 fck = 27 MPa
10.063
1.813
1.600
4.650
2.000
1.250
9.500
3.250
2.300
5.150
1.150
A
EL. 42.830
버림 CON'C fck = 15 MPa
5@1.500=7.500
8.800

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	777.130	195.953	223.721	180.826
2	881.884	295.001	285.012	260.176
3	904.927	369.754	302.222	302.975
4	944.821	409.230	255.157	282.845
5	995.875	397.695	172.365	212.689
6	778.614	401.648	215.963	174.079
7	878.344	411.784	284.726	257.329
8	905.491	368.113	302.513	303.339
9	934.310	293.280	258.281	283.488
10	1007.878	195.125	178.135	219.429
계	9009.274	3337.583	2478.095	2477.175

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 11.825 / 3.334 = 3.547 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (11.825 / 3.334)] x 3.334 = 11.0 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 10.971 kN/m

P1 = 10.971 x (40.453 + 40.437) / 2 x sin116.1

= 398.378 kN

작용위치 h = 3.334/2 + 0.400 + 1.250/2 = 2.692 m

작용모멘트 My = Ph x h = 398.378 x 2.692 = 1072.34 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.850 x 2.900 = 24.791 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 93.401 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의
풍하중이 재하되는 것으로 한다. [도로설계기준 P19]

Ph = 1.500 x (40.453 + 40.437)/2 x sin116.1 = 54.468 kN

작용위치 h = 2.517 + 1.500 + 1.250/2 = 4.642 m

작용모멘트 My = Ph x h = 54.468 x 4.642 = 252.832 kN.m

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 교각 충돌하중

1) 교축직각방향 (CO-TR)

P = 1000.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 2.521 m (기초상단으로 부터)

2) 교축방향 (CO-LO)

P = 500.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 2.521 m (기초상단으로 부터)

5.6 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	2302.000	3402.000	0.00530	1005.000	2935.000	0.00300
	하중경우 2	기둥 1	1023.000	2069.000	0.00240	2240.000	8007.000	0.00790
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2329.000	13802.000	0.00000	1044.000	7111.000	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	1061.000	6110.000	0.00000	2270.000	17913.000	0.00000

5.7 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.8 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

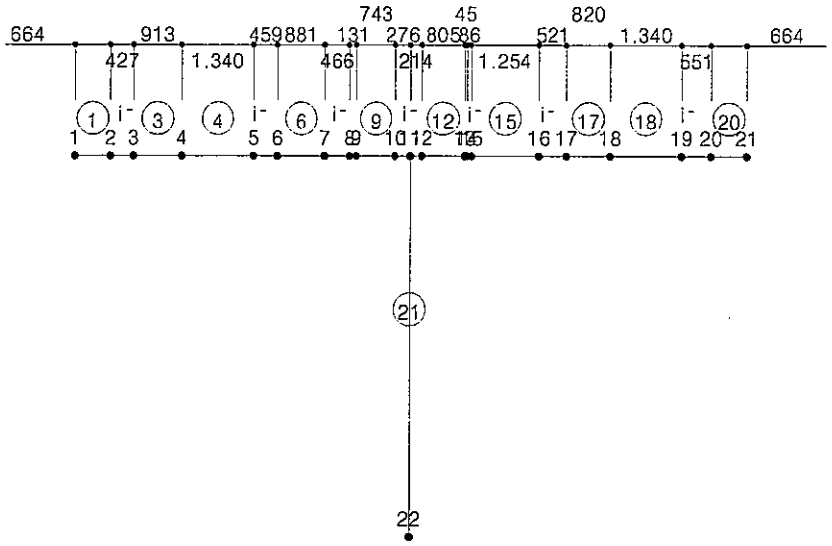
5.9 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	6.875	7	4.684	6.875	13	7.319	6.875	19	11.385	6.875
2	0.664	6.875	8	5.150	6.875	14	7.364	6.875	20	11.936	6.875
3	1.091	6.875	9	5.281	6.875	15	7.450	6.875	21	12.600	6.875
4	2.004	6.875	10	6.024	6.875	16	8.704	6.875	22	6.300	0.000
5	3.344	6.875	11	6.300	6.875	17	9.225	6.875			
6	3.803	6.875	12	6.514	6.875	18	10.045	6.875			

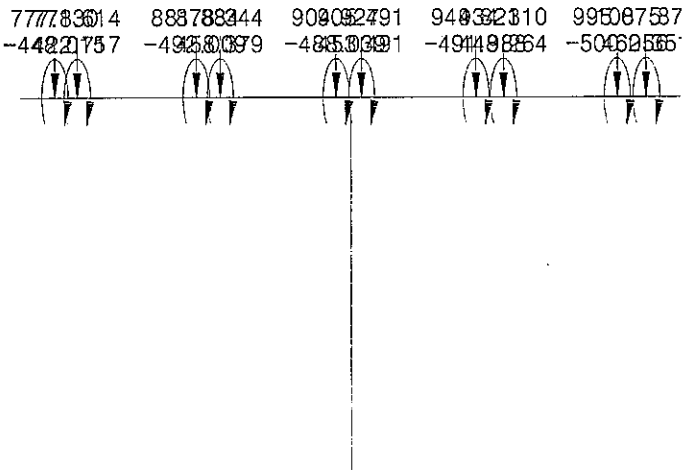
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.900	1.250	3.625	2.540521	0.472005	21
②	2.900	1.456	4.222	2.959199	0.745935	20
③	2.900	1.627	4.718	3.306742	1.040829	19
④	2.900	1.813	5.258	3.684771	1.440158	1
⑤	2.900	2.019	5.855	4.103449	1.988958	2
⑥	2.900	2.043	5.925	4.152227	2.060734	18
⑦	2.900	2.152	6.241	4.373761	2.408483	3
⑧	2.900	2.436	7.064	4.950967	3.493402	4
⑨	2.900	2.439	7.073	4.957064	3.506325	17
⑩	2.900	2.601	7.543	5.286316	4.252436	16
⑪	2.900	2.711	7.862	5.509882	4.815100	5
⑫	2.900	2.854	8.277	5.800517	5.617960	6
⑬	2.900	2.990	8.671	6.076926	6.459967	15
⑭	2.900	3.127	9.068	6.355367	7.389251	7
⑮	2.900	3.131	9.080	6.363497	7.417643	8~14
16	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥상단
17	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥하단

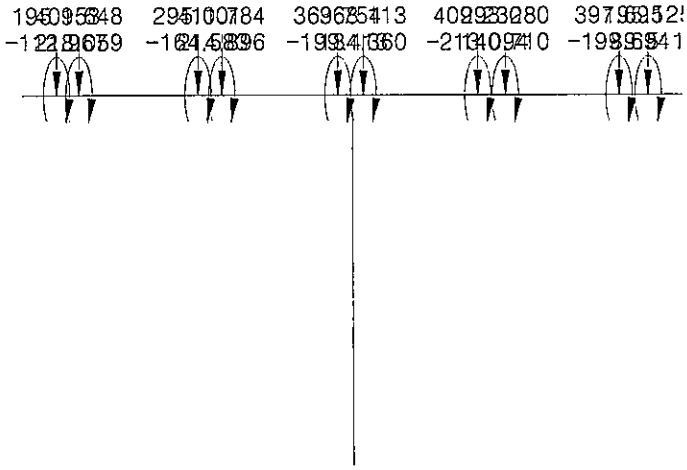
6.4 하중재하도

1) 연직하중

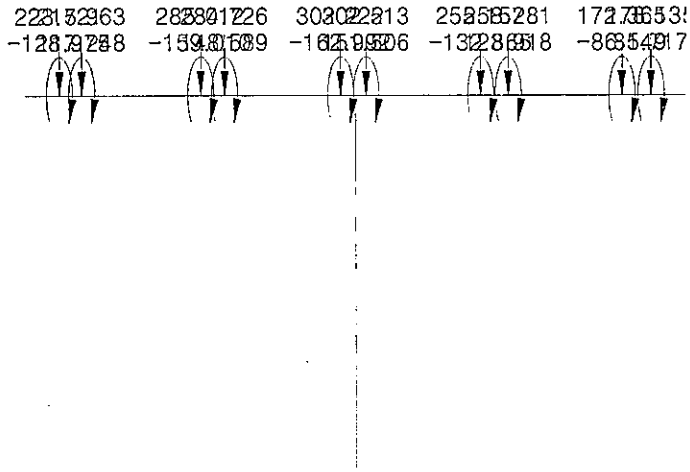
① 고정하중 (D)



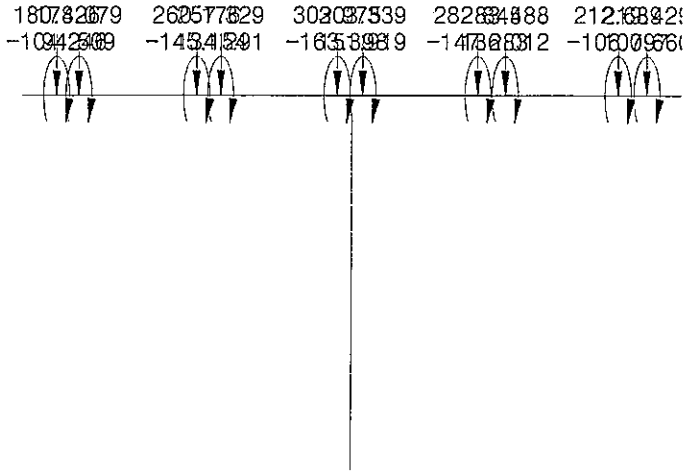
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



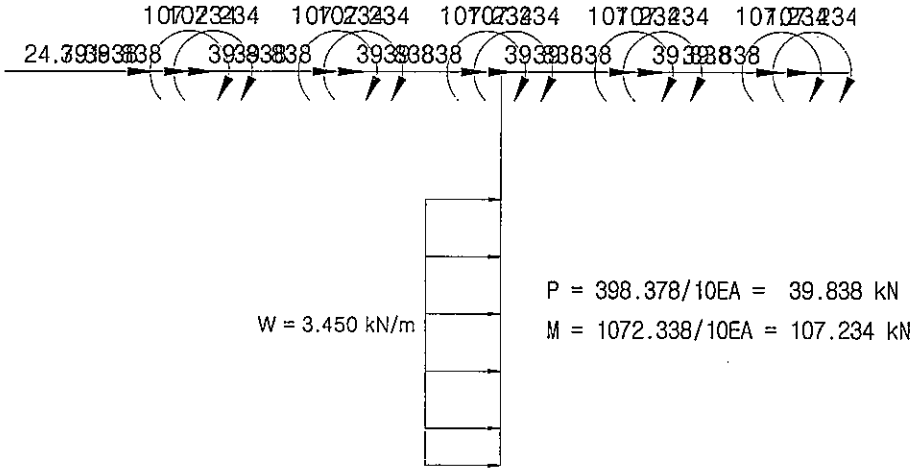
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



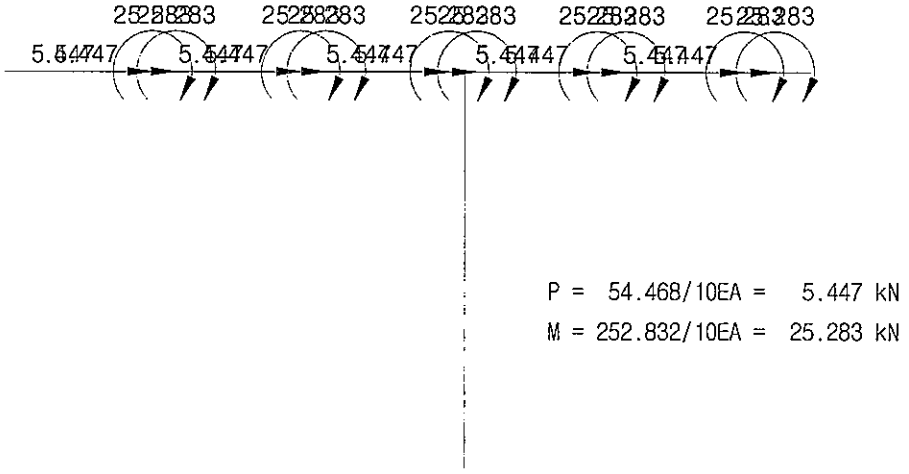
2) 수평하중

① 교축직각 방향

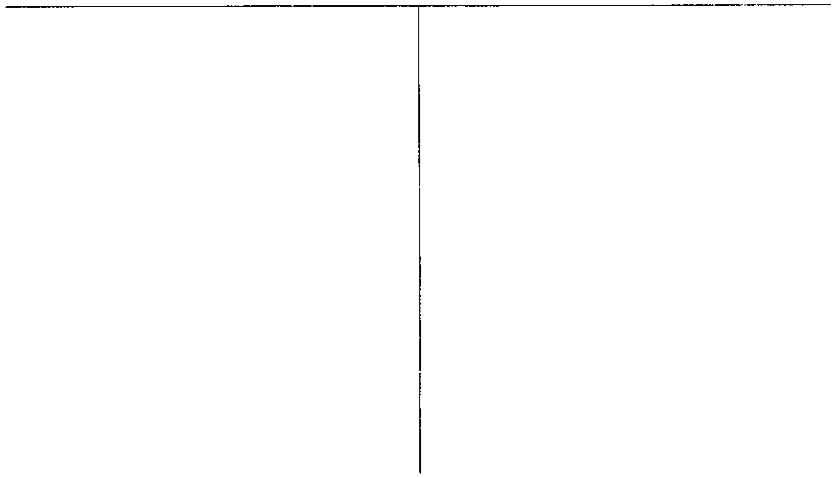
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



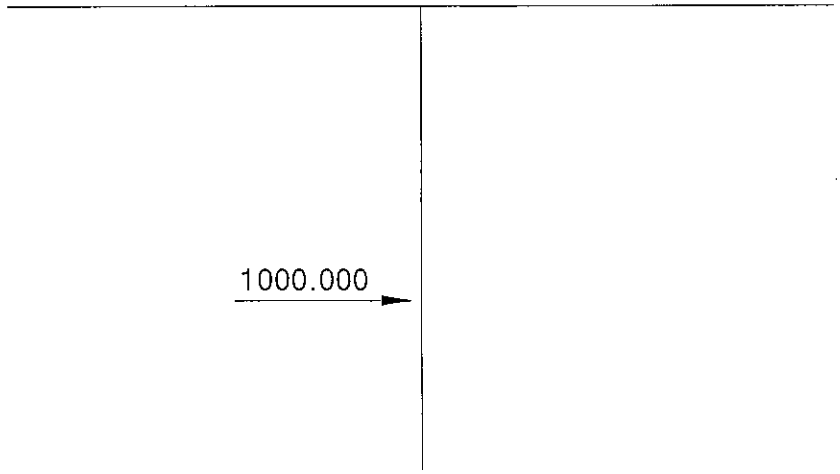
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



㉰ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃

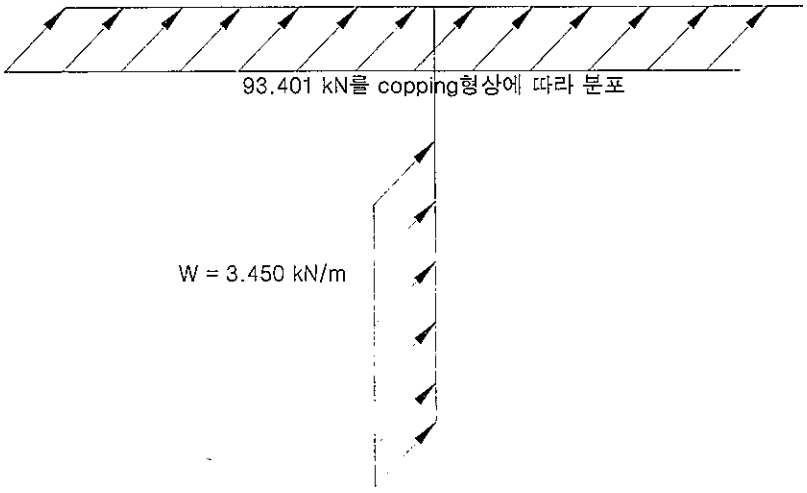


㉱ 교각 충돌하중 (CO-TR)

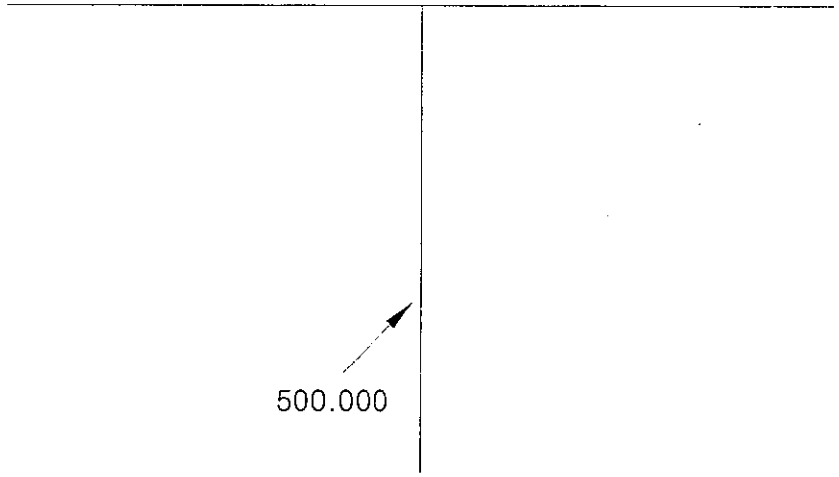


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



㉯ 교각 충돌하중 (CO-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11497.542	1787.229	0.000	-11980.537	1787.229	0.000	
L1	-3337.583	-156.463	0.000	-3337.583	-156.463	0.000	
L2	-2478.095	-708.660	0.000	-2478.095	-708.660	0.000	
L3	-2477.175	471.137	0.000	-2477.175	471.137	0.000	
W-TR	0.000	2013.789	-423.169	0.000	4018.842	-439.212	
WL	0.000	374.010	-54.468	0.000	627.288	-54.468	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	8007.000	2240.000	0.000	17913.000	2270.000	
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	2520.989	-1000.000	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11497.542	174.905	0.000	-11980.537	174.905	0.000	
L1	-3337.583	42.215	0.000	-3337.583	42.215	0.000	
L2	-2478.095	47.413	0.000	-2478.095	47.413	0.000	
L3	-2477.175	49.487	0.000	-2477.175	49.487	0.000	
W-LO	0.000	-207.794	93.401	0.000	-679.411	109.444	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	3402.000	2302.000	0.000	13802.000	2329.000	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	-1260.495	500.000	

② 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12206.415	4293.687	-13635.868	-4699.733	
L1	-3767.654	1304.386	-3643.695	-1295.330	
L2	-2910.698	1009.422	-2368.961	-863.938	
L3	-2448.558	872.410	-2809.966	-998.451	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	428.936	0.000	-428.936	0.000	
WL	101.133	0.000	-101.133	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-30.074	869.366	-414.931	1712.542	-4709.175	2996.287
L1	0.000	195.953	-83.672	597.601	-1430.067	892.602
L2	0.000	223.721	-95.529	439.684	-1086.137	724.696
L3	0.000	180.826	-77.213	354.905	-876.814	615.081
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	107.234	0.000	214.468	0.000	321.702	0.000
WL	25.283	0.000	50.566	0.000	75.850	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-6105.540	3967.226	-7328.461	-4416.283	-5544.891	-3376.275
L1	-1839.771	1304.386	-1849.663	-1295.330	-1388.005	-886.100
L2	-1418.772	1009.422	-1172.407	-863.938	-855.232	-608.781
L3	-1159.136	872.410	-1427.111	-998.451	-1054.280	-715.606
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	428.936	0.000	-428.936	0.000	-321.702	0.000
WL	101.133	0.000	-101.133	0.000	-75.850	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-628.957	-2130.467	-21.076	-1073.013
L1	-107.514	-592.820	0.000	-195.125
L2	-98.152	-350.500	0.000	-178.135
L3	-120.905	-432.118	0.000	-219.429
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-214.468	0.000	-107.234	0.000
WL	-50.566	0.000	-25.283	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
CO-TR	0.000	0.000	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-14835.125	1630.767	0.000	-15318.120	1630.767	0.000	
SV002	-13975.637	1078.569	0.000	-14458.632	1078.569	0.000	
SV003	-13974.717	2258.366	0.000	-14457.712	2258.366	0.000	
SV004	-11497.542	3801.018	-423.169	-11980.537	5806.071	-439.212	
SV005	-14835.125	3011.671	-266.052	-15318.120	4267.475	-274.074	
SV006	-13975.637	2459.474	-266.052	-14458.632	3715.278	-274.074	
SV007	-13974.717	3639.271	-266.052	-14457.712	4895.075	-274.074	
SV008	-14835.125	1630.767	0.000	-15318.120	1630.767	0.000	
SV009	-14835.125	1630.767	0.000	-15318.120	1630.767	0.000	
SV010	-13975.637	1078.569	0.000	-14458.632	1078.569	0.000	
SV011	-13975.637	1078.569	0.000	-14458.632	1078.569	0.000	
SV012	-13974.717	2258.366	0.000	-14457.712	2258.366	0.000	
SV013	-13974.717	2258.366	0.000	-14457.712	2258.366	0.000	
SV014	-11497.542	3801.018	-423.169	-11980.537	5806.071	-439.212	
SV015	-11497.542	3801.018	-423.169	-11980.537	5806.071	-439.212	
SV016	-14835.125	3011.671	-266.052	-15318.120	4267.475	-274.074	
SV017	-14835.125	3011.671	-266.052	-15318.120	4267.475	-274.074	
SV018	-13975.637	2459.474	-266.052	-14458.632	3715.278	-274.074	
SV019	-13975.637	2459.474	-266.052	-14458.632	3715.278	-274.074	
SV020	-13974.717	3639.271	-266.052	-14457.712	4895.075	-274.074	
SV021	-13974.717	3639.271	-266.052	-14457.712	4895.075	-274.074	
SV022	-11497.542	9794.229	2240.000	-11980.537	19700.229	2270.000	
SV023	-14835.125	1630.767	0.000	-15318.120	4151.756	-1000.000	
SV024	-13975.637	1078.569	0.000	-14458.632	3599.558	-1000.000	
SV025	-13974.717	2258.366	0.000	-14457.712	4779.356	-1000.000	
SV026	-11497.542	3801.018	-423.169	-11980.537	8327.060	-1439.212	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-14835.125	217.120	0.000	-15318.120	217.120	0.000	
SVB02	-13975.637	222.318	0.000	-14458.632	222.318	0.000	
SVB03	-13974.717	224.392	0.000	-14457.712	224.392	0.000	
SVB04	-11497.542	-32.889	93.401	-11980.537	-504.506	109.444	
SVB05	-14835.125	113.223	46.700	-15318.120	-122.586	54.722	
SVB06	-13975.637	118.421	46.700	-14458.632	-117.388	54.722	
SVB07	-13974.717	120.495	46.700	-14457.712	-115.314	54.722	
SVB08	-14835.125	217.120	0.000	-15318.120	217.120	0.000	
SVB09	-14835.125	217.120	0.000	-15318.120	217.120	0.000	
SVB10	-13975.637	222.318	0.000	-14458.632	222.318	0.000	
SVB11	-13975.637	222.318	0.000	-14458.632	222.318	0.000	
SVB12	-13974.717	224.392	0.000	-14457.712	224.392	0.000	
SVB13	-13974.717	224.392	0.000	-14457.712	224.392	0.000	
SVB14	-11497.542	-32.889	93.401	-11980.537	-504.506	109.444	
SVB15	-11497.542	-32.889	93.401	-11980.537	-504.506	109.444	
SVB16	-14835.125	113.223	46.700	-15318.120	-122.586	54.722	
SVB17	-14835.125	113.223	46.700	-15318.120	-122.586	54.722	
SVB18	-13975.637	118.421	46.700	-14458.632	-117.388	54.722	
SVB19	-13975.637	118.421	46.700	-14458.632	-117.388	54.722	
SVB20	-13974.717	120.495	46.700	-14457.712	-115.314	54.722	
SVB21	-13974.717	120.495	46.700	-14457.712	-115.314	54.722	
SVB22	-11497.542	3576.905	2302.000	-11980.537	13976.905	2329.000	
SVB23	-14835.125	217.120	0.000	-15318.120	-1043.375	500.000	
SVB24	-13975.637	222.318	0.000	-14458.632	-1038.177	500.000	
SVB25	-13974.717	224.392	0.000	-14457.712	-1036.103	500.000	
SVB26	-11497.542	-32.889	93.401	-11980.537	-1765.001	609.444	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-15974.069	5598.073	-17279.563	-5995.063	
SV002	-15117.113	5303.109	-16004.829	-5563.671	
SV003	-14654.973	5166.097	-16445.834	-5698.184	
SV004	-11777.479	4293.687	-14064.804	-4699.733	
SV005	-15658.468	5598.073	-17595.164	-5995.063	
SV006	-14801.512	5303.109	-16320.430	-5563.671	
SV007	-14339.372	5166.097	-16761.434	-5698.184	
SV008	-15974.069	5598.073	-17279.563	-5995.063	
SV009	-15974.069	5598.073	-17279.563	-5995.063	
SV010	-15117.113	5303.109	-16004.829	-5563.671	
SV011	-15117.113	5303.109	-16004.829	-5563.671	
SV012	-14654.973	5166.097	-16445.834	-5698.184	
SV013	-14654.973	5166.097	-16445.834	-5698.184	
SV014	-11777.479	4293.687	-14064.804	-4699.733	
SV015	-11777.479	4293.687	-14064.804	-4699.733	
SV016	-15658.468	5598.073	-17595.164	-5995.063	
SV017	-15658.468	5598.073	-17595.164	-5995.063	
SV018	-14801.512	5303.109	-16320.430	-5563.671	
SV019	-14801.512	5303.109	-16320.430	-5563.671	
SV020	-14339.372	5166.097	-16761.434	-5698.184	
SV021	-14339.372	5166.097	-16761.434	-5698.184	
SV022	-12206.415	4293.687	-13635.868	-4699.733	
SV023	-15974.069	5598.073	-17279.563	-5995.063	
SV024	-15117.113	5303.109	-16004.829	-5563.671	
SV025	-14654.973	5166.097	-16445.834	-5698.184	
SV026	-11777.479	4293.687	-14064.804	-4699.733	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-30.074	1065.319	-498.602	2310.143	-6139.242	3888.889
SV002	-30.074	1093.087	-510.459	2152.226	-5795.312	3720.983
SV003	-30.074	1050.192	-492.143	2067.447	-5585.989	3611.368
SV004	77.160	869.366	-307.697	1712.542	-4494.707	2996.287
SV005	48.827	1065.319	-419.702	2310.143	-5981.442	3888.889
SV006	48.827	1093.087	-431.559	2152.226	-5637.512	3720.983
SV007	48.827	1050.192	-413.243	2067.447	-5428.189	3611.368
SV008	-30.074	1065.319	-498.602	2310.143	-6139.242	3888.889
SV009	-30.074	1065.319	-498.602	2310.143	-6139.242	3888.889
SV010	-30.074	1093.087	-510.459	2152.226	-5795.312	3720.983
SV011	-30.074	1093.087	-510.459	2152.226	-5795.312	3720.983
SV012	-30.074	1050.192	-492.143	2067.447	-5585.989	3611.368
SV013	-30.074	1050.192	-492.143	2067.447	-5585.989	3611.368
SV014	77.160	869.366	-307.697	1712.542	-4494.707	2996.287
SV015	77.160	869.366	-307.697	1712.542	-4494.707	2996.287
SV016	48.827	1065.319	-419.702	2310.143	-5981.442	3888.889
SV017	48.827	1065.319	-419.702	2310.143	-5981.442	3888.889
SV018	48.827	1093.087	-431.559	2152.226	-5637.512	3720.983
SV019	48.827	1093.087	-431.559	2152.226	-5637.512	3720.983
SV020	48.827	1050.192	-413.243	2067.447	-5428.189	3611.368
SV021	48.827	1050.192	-413.243	2067.447	-5428.189	3611.368
SV022	-30.074	869.366	-414.931	1712.542	-4709.175	2996.287
SV023	-30.074	1065.319	-498.602	2310.143	-6139.242	3888.889
SV024	-30.074	1093.087	-510.459	2152.226	-5795.312	3720.983
SV025	-30.074	1050.192	-492.143	2067.447	-5585.989	3611.368
SV026	77.160	869.366	-307.697	1712.542	-4494.707	2996.287

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-7945.311	5271.612	-9178.124	-5711.613	-6932.896	-4262.375
SV002	-7524.312	4976.648	-8500.869	-5280.221	-6400.124	-3985.056
SV003	-7264.675	4839.636	-8755.572	-5414.734	-6599.172	-4091.881
SV004	-5783.838	3967.226	-7757.397	-4416.283	-5866.593	-3376.275
SV005	-7708.610	5271.612	-9493.725	-5711.613	-7169.597	-4262.375
SV006	-7287.611	4976.648	-8816.469	-5280.221	-6636.824	-3985.056
SV007	-7027.975	4839.636	-9071.173	-5414.734	-6835.872	-4091.881
SV008	-7945.311	5271.612	-9178.124	-5711.613	-6932.896	-4262.375
SV009	-7945.311	5271.612	-9178.124	-5711.613	-6932.896	-4262.375
SV010	-7524.312	4976.648	-8500.869	-5280.221	-6400.124	-3985.056
SV011	-7524.312	4976.648	-8500.869	-5280.221	-6400.124	-3985.056
SV012	-7264.675	4839.636	-8755.572	-5414.734	-6599.172	-4091.881
SV013	-7264.675	4839.636	-8755.572	-5414.734	-6599.172	-4091.881
SV014	-5783.838	3967.226	-7757.397	-4416.283	-5866.593	-3376.275
SV015	-5783.838	3967.226	-7757.397	-4416.283	-5866.593	-3376.275
SV016	-7708.610	5271.612	-9493.725	-5711.613	-7169.597	-4262.375
SV017	-7708.610	5271.612	-9493.725	-5711.613	-7169.597	-4262.375
SV018	-7287.611	4976.648	-8816.469	-5280.221	-6636.824	-3985.056
SV019	-7287.611	4976.648	-8816.469	-5280.221	-6636.824	-3985.056
SV020	-7027.975	4839.636	-9071.173	-5414.734	-6835.872	-4091.881
SV021	-7027.975	4839.636	-9071.173	-5414.734	-6835.872	-4091.881
SV022	-6105.540	3967.226	-7328.461	-4416.283	-5544.891	-3376.275
SV023	-7945.311	5271.612	-9178.124	-5711.613	-6932.896	-4262.375
SV024	-7524.312	4976.648	-8500.869	-5280.221	-6400.124	-3985.056
SV025	-7264.675	4839.636	-8755.572	-5414.734	-6599.172	-4091.881
SV026	-5783.838	3967.226	-7757.397	-4416.283	-5866.593	-3376.275

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-736.471	-2723.287	-21.076	-1268.138
SV002	-727.110	-2480.967	-21.076	-1251.148
SV003	-749.863	-2562.585	-21.076	-1292.442
SV004	-843.425	-2130.467	-128.310	-1073.013
SV005	-894.272	-2723.287	-99.976	-1268.138
SV006	-884.910	-2480.967	-99.976	-1251.148
SV007	-907.663	-2562.585	-99.976	-1292.442
SV008	-736.471	-2723.287	-21.076	-1268.138
SV009	-736.471	-2723.287	-21.076	-1268.138
SV010	-727.110	-2480.967	-21.076	-1251.148
SV011	-727.110	-2480.967	-21.076	-1251.148
SV012	-749.863	-2562.585	-21.076	-1292.442
SV013	-749.863	-2562.585	-21.076	-1292.442
SV014	-843.425	-2130.467	-128.310	-1073.013
SV015	-843.425	-2130.467	-128.310	-1073.013
SV016	-894.272	-2723.287	-99.976	-1268.138
SV017	-894.272	-2723.287	-99.976	-1268.138
SV018	-884.910	-2480.967	-99.976	-1251.148
SV019	-884.910	-2480.967	-99.976	-1251.148
SV020	-907.663	-2562.585	-99.976	-1292.442
SV021	-907.663	-2562.585	-99.976	-1292.442
SV022	-628.957	-2130.467	-21.076	-1073.013
SV023	-736.471	-2723.287	-21.076	-1268.138
SV024	-727.110	-2480.967	-21.076	-1251.148
SV025	-749.863	-2562.585	-21.076	-1292.442
SV026	-843.425	-2130.467	-128.310	-1073.013

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-22122.608	1987.004	0.000	-22750.501	1987.004	0.000	
UL002	-20274.709	799.778	0.000	-20902.602	799.778	0.000	
UL003	-20272.731	3336.343	0.000	-20900.624	3336.343	0.000	
UL004	-14946.804	4941.324	-550.120	-15574.698	7547.892	-570.975	
UL005	-19285.662	3915.173	-345.868	-19913.556	5547.718	-356.296	
UL006	-18168.328	3197.316	-345.868	-18796.221	4829.861	-356.296	
UL007	-18167.132	4731.052	-345.868	-18795.025	6363.598	-356.296	
UL008	-19285.662	2119.997	0.000	-19913.556	2119.997	0.000	
UL009	-19285.662	2119.997	0.000	-19913.556	2119.997	0.000	
UL010	-18168.328	1402.140	0.000	-18796.221	1402.140	0.000	
UL011	-18168.328	1402.140	0.000	-18796.221	1402.140	0.000	
UL012	-18167.132	2935.876	0.000	-18795.025	2935.876	0.000	
UL013	-18167.132	2935.876	0.000	-18795.025	2935.876	0.000	
UL014	-14371.927	4751.273	-528.961	-14975.671	7257.589	-549.015	
UL015	-14371.927	4751.273	-528.961	-14975.671	7257.589	-549.015	
UL016	-18543.906	3764.589	-332.566	-19147.650	5334.344	-342.592	
UL017	-18543.906	3764.589	-332.566	-19147.650	5334.344	-342.592	
UL018	-17469.546	3074.342	-332.566	-18073.290	4644.097	-342.592	
UL019	-17469.546	3074.342	-332.566	-18073.290	4644.097	-342.592	
UL020	-17468.396	4549.089	-332.566	-18072.140	6118.844	-342.592	
UL021	-17468.396	4549.089	-332.566	-18072.140	6118.844	-342.592	
UL022	-11497.542	9794.229	2240.000	-11980.537	19700.229	2270.000	
UL023	-19285.662	2119.997	0.000	-19913.556	5397.283	-1300.000	
UL024	-18168.328	1402.140	0.000	-18796.221	4679.426	-1300.000	
UL025	-18167.132	2935.876	0.000	-18795.025	6213.162	-1300.000	
UL026	-13797.050	4561.222	-507.803	-14376.644	9992.472	-1727.054	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 21 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-18673.345	1450.835	0.000	-19156.340	1450.835	0.000	
UE002	-16825.446	263.610	0.000	-17308.441	263.610	0.000	
UE003	-16823.468	2800.174	0.000	-17306.463	2800.174	0.000	
UE004	-11497.542	4405.155	-550.120	-11980.537	7011.723	-570.975	
UE005	-15836.400	3379.004	-345.868	-16319.395	5011.549	-356.296	
UE006	-14719.065	2661.147	-345.868	-15202.060	4293.692	-356.296	
UE007	-14717.869	4194.883	-345.868	-15200.864	5827.429	-356.296	
UE008	-15836.400	1583.828	0.000	-16319.395	1583.828	0.000	
UE009	-15836.400	1583.828	0.000	-16319.395	1583.828	0.000	
UE010	-14719.065	865.971	0.000	-15202.060	865.971	0.000	
UE011	-14719.065	865.971	0.000	-15202.060	865.971	0.000	
UE012	-14717.869	2399.708	0.000	-15200.864	2399.708	0.000	
UE013	-14717.869	2399.708	0.000	-15200.864	2399.708	0.000	
UE014	-10922.665	4215.104	-528.961	-11381.510	6721.420	-549.015	
UE015	-10922.665	4215.104	-528.961	-11381.510	6721.420	-549.015	
UE016	-15094.644	3228.420	-332.566	-15553.489	4798.176	-342.592	
UE017	-15094.644	3228.420	-332.566	-15553.489	4798.176	-342.592	
UE018	-14020.284	2538.173	-332.566	-14479.129	4107.928	-342.592	
UE019	-14020.284	2538.173	-332.566	-14479.129	4107.928	-342.592	
UE020	-14019.134	4012.920	-332.566	-14477.979	5582.675	-342.592	
UE021	-14019.134	4012.920	-332.566	-14477.979	5582.675	-342.592	
UE022	-11497.542	4456.229	2240.000	-11980.537	7758.229	2270.000	
UE023	-15836.400	1583.828	0.000	-16319.395	4861.114	-1300.000	
UE024	-14719.065	865.971	0.000	-15202.060	4143.257	-1300.000	
UE025	-14717.869	2399.708	0.000	-15200.864	5676.993	-1300.000	
UE026	-10347.788	4025.053	-507.803	-10782.483	9456.303	-1727.054	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN·m)	V(kN)	P(kN)	M(kN·m)	V(kN)	
ULB01	-22122.608	318.139	0.000	-22750.501	318.139	0.000	
ULB02	-20274.709	329.314	0.000	-20902.602	329.314	0.000	
ULB03	-20272.731	333.774	0.000	-20900.624	333.774	0.000	
ULB04	-14946.804	-42.756	121.421	-15574.698	-655.858	142.277	
ULB05	-19285.662	147.190	60.711	-19913.556	-159.361	71.138	
ULB06	-18168.328	153.947	60.711	-18796.221	-152.604	71.138	
ULB07	-18167.132	156.643	60.711	-18795.025	-149.908	71.138	
ULB08	-19285.662	282.256	0.000	-19913.556	282.256	0.000	
ULB09	-19285.662	282.256	0.000	-19913.556	282.256	0.000	
ULB10	-18168.328	289.013	0.000	-18796.221	289.013	0.000	
ULB11	-18168.328	289.013	0.000	-18796.221	289.013	0.000	
ULB12	-18167.132	291.710	0.000	-18795.025	291.710	0.000	
ULB13	-18167.132	291.710	0.000	-18795.025	291.710	0.000	
ULB14	-14371.927	-41.111	116.751	-14975.671	-630.633	136.804	
ULB15	-14371.927	-41.111	116.751	-14975.671	-630.633	136.804	
ULB16	-18543.906	141.529	58.376	-19147.650	-153.232	68.402	
ULB17	-18543.906	141.529	58.376	-19147.650	-153.232	68.402	
ULB18	-17469.546	148.026	58.376	-18073.290	-146.735	68.402	
ULB19	-17469.546	148.026	58.376	-18073.290	-146.735	68.402	
ULB20	-17468.396	150.619	58.376	-18072.140	-144.142	68.402	
ULB21	-17468.396	150.619	58.376	-18072.140	-144.142	68.402	
ULB22	-11497.542	3576.905	2302.000	-11980.537	13976.905	2329.000	
ULB23	-19285.662	282.256	0.000	-19913.556	-1356.387	650.000	
ULB24	-18168.328	289.013	0.000	-18796.221	-1349.630	650.000	
ULB25	-18167.132	291.710	0.000	-18795.025	-1346.933	650.000	
ULB26	-13797.050	-39.467	112.081	-14376.644	-2118.001	731.332	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-18673.345	265.667	0.000	-19156.340	265.667	0.000	
UEB02	-16825.446	276.843	0.000	-17308.441	276.843	0.000	
UEB03	-16823.468	281.302	0.000	-17306.463	281.302	0.000	
UEB04	-11497.542	-95.227	121.421	-11980.537	-708.330	142.277	
UEB05	-15836.400	94.718	60.711	-16319.395	-211.833	71.138	
UEB06	-14719.065	101.476	60.711	-15202.060	-205.076	71.138	
UEB07	-14717.869	104.172	60.711	-15200.864	-202.379	71.138	
UEB08	-15836.400	229.785	0.000	-16319.395	229.785	0.000	
UEB09	-15836.400	229.785	0.000	-16319.395	229.785	0.000	
UEB10	-14719.065	236.542	0.000	-15202.060	236.542	0.000	
UEB11	-14719.065	236.542	0.000	-15202.060	236.542	0.000	
UEB12	-14717.869	239.238	0.000	-15200.864	239.238	0.000	
UEB13	-14717.869	239.238	0.000	-15200.864	239.238	0.000	
UEB14	-10922.665	-93.583	116.751	-11381.510	-683.105	136.804	
UEB15	-10922.665	-93.583	116.751	-11381.510	-683.105	136.804	
UEB16	-15094.644	89.057	58.376	-15553.489	-205.704	68.402	
UEB17	-15094.644	89.057	58.376	-15553.489	-205.704	68.402	
UEB18	-14020.284	95.555	58.376	-14479.129	-199.206	68.402	
UEB19	-14020.284	95.555	58.376	-14479.129	-199.206	68.402	
UEB20	-14019.134	98.147	58.376	-14477.979	-196.614	68.402	
UEB21	-14019.134	98.147	58.376	-14477.979	-196.614	68.402	
UEB22	-11497.542	1308.905	2302.000	-11980.537	4775.572	2329.000	
UEB23	-15836.400	229.785	0.000	-16319.395	-1408.858	650.000	
UEB24	-14719.065	236.542	0.000	-15202.060	-1402.101	650.000	
UEB25	-14717.869	239.238	0.000	-15200.864	-1399.405	650.000	
UEB26	-10347.788	-91.938	112.081	-10782.483	-2170.473	731.332	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재9, 절점9)		우측 (부재12, 절점13)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-23968.795	8386.222	-25560.573	-8894.612	
UL002	-22126.340	7752.050	-22819.895	-7967.119	
UL003	-21132.739	7457.474	-23768.054	-8256.322	
UL004	-15310.723	5581.792	-18284.245	-6109.653	
UL005	-20356.008	7277.494	-22873.713	-7793.582	
UL006	-19241.966	6894.041	-21216.559	-7232.772	
UL007	-18641.184	6715.925	-21789.865	-7407.639	
UL008	-20766.289	7277.494	-22463.432	-7793.582	
UL009	-20766.289	7277.494	-22463.432	-7793.582	
UL010	-19652.247	6894.041	-20806.278	-7232.772	
UL011	-19652.247	6894.041	-20806.278	-7232.772	
UL012	-19051.465	6715.925	-21379.584	-7407.639	
UL013	-19051.465	6715.925	-21379.584	-7407.639	
UL014	-14721.849	5367.108	-17581.005	-5874.666	
UL015	-14721.849	5367.108	-17581.005	-5874.666	
UL016	-19573.085	6997.591	-21993.955	-7493.829	
UL017	-19573.085	6997.591	-21993.955	-7493.829	
UL018	-18501.890	6628.886	-20400.538	-6954.589	
UL019	-18501.890	6628.886	-20400.538	-6954.589	
UL020	-17924.215	6457.621	-20951.793	-7122.730	
UL021	-17924.215	6457.621	-20951.793	-7122.730	
UL022	-12206.415	4293.687	-13635.868	-4699.733	
UL023	-20766.289	7277.494	-22463.432	-7793.582	
UL024	-19652.247	6894.041	-20806.278	-7232.772	
UL025	-19051.465	6715.925	-21379.584	-7407.639	
UL026	-14132.975	5152.424	-16877.765	-5639.679	

② 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점5)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-39.096	1551.475	-719.304	3511.147	-9196.572	5814.268
UL002	-39.096	1611.176	-744.797	3171.625	-8457.122	5453.270
UL003	-39.096	1518.952	-705.417	2989.350	-8007.077	5217.598
UL004	100.308	1130.176	-400.005	2226.305	-5843.120	3895.173
UL005	63.474	1384.915	-545.613	3003.186	-7775.874	5055.556
UL006	63.474	1421.013	-561.027	2797.894	-7328.765	4837.278
UL007	63.474	1365.250	-537.216	2687.681	-7056.645	4694.779
UL008	-39.096	1384.915	-648.183	3003.186	-7981.015	5055.556
UL009	-39.096	1384.915	-648.183	3003.186	-7981.015	5055.556
UL010	-39.096	1421.013	-663.597	2797.894	-7533.906	4837.278
UL011	-39.096	1421.013	-663.597	2797.894	-7533.906	4837.278
UL012	-39.096	1365.250	-639.786	2687.681	-7261.786	4694.779
UL013	-39.096	1365.250	-639.786	2687.681	-7261.786	4694.779
UL014	96.450	1086.708	-384.621	2140.678	-5618.384	3745.359
UL015	96.450	1086.708	-384.621	2140.678	-5618.384	3745.359
UL016	61.033	1331.649	-524.628	2887.679	-7476.802	4861.112
UL017	61.033	1331.649	-524.628	2887.679	-7476.802	4861.112
UL018	61.033	1366.359	-539.449	2690.283	-7046.890	4651.229
UL019	61.033	1366.359	-539.449	2690.283	-7046.890	4651.229
UL020	61.033	1312.740	-516.554	2584.309	-6785.236	4514.210
UL021	61.033	1312.740	-516.554	2584.309	-6785.236	4514.210
UL022	-30.074	869.366	-414.931	1712.542	-4709.175	2996.287
UL023	-39.096	1384.915	-648.183	3003.186	-7981.015	5055.556
UL024	-39.096	1421.013	-663.597	2797.894	-7533.906	4837.278
UL025	-39.096	1365.250	-639.786	2687.681	-7261.786	4694.779
UL026	92.592	1043.239	-369.236	2055.051	-5393.649	3595.545

구 분	S4(절점6)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-11892.710	7961.824	-13503.775	-8526.127	-10192.570	-6294.273
UL002	-10987.562	7327.651	-12047.675	-7598.634	-9047.108	-5698.037
UL003	-10429.344	7033.075	-12595.288	-7887.837	-9475.061	-5927.711
UL004	-7518.989	5157.394	-10084.616	-5741.168	-7626.571	-4389.158
UL005	-10021.193	6853.095	-12341.843	-7425.097	-9320.476	-5541.088
UL006	-9473.895	6469.642	-11461.410	-6864.287	-8627.872	-5180.573
UL007	-9136.367	6291.527	-11792.525	-7039.154	-8886.634	-5319.446
UL008	-10328.904	6853.095	-11931.562	-7425.097	-9012.765	-5541.088
UL009	-10328.904	6853.095	-11931.562	-7425.097	-9012.765	-5541.088
UL010	-9781.606	6469.642	-11051.129	-6864.287	-8320.161	-5180.573
UL011	-9781.606	6469.642	-11051.129	-6864.287	-8320.161	-5180.573
UL012	-9444.078	6291.527	-11382.244	-7039.154	-8578.923	-5319.446
UL013	-9444.078	6291.527	-11382.244	-7039.154	-8578.923	-5319.446
UL014	-7229.797	4959.032	-9696.747	-5520.354	-7333.242	-4220.344
UL015	-7229.797	4959.032	-9696.747	-5520.354	-7333.242	-4220.344
UL016	-9635.763	6589.515	-11867.156	-7139.516	-8961.996	-5327.969
UL017	-9635.763	6589.515	-11867.156	-7139.516	-8961.996	-5327.969
UL018	-9109.514	6220.810	-11020.587	-6600.276	-8296.030	-4981.320
UL019	-9109.514	6220.810	-11020.587	-6600.276	-8296.030	-4981.320
UL020	-8784.969	6049.545	-11338.966	-6768.417	-8544.840	-5114.851
UL021	-8784.969	6049.545	-11338.966	-6768.417	-8544.840	-5114.851
UL022	-6105.540	3967.226	-7328.461	-4416.283	-5544.891	-3376.275
UL023	-10328.904	6853.095	-11931.562	-7425.097	-9012.765	-5541.088
UL024	-9781.606	6469.642	-11051.129	-6864.287	-8320.161	-5180.573
UL025	-9444.078	6291.527	-11382.244	-7039.154	-8578.923	-5319.446
UL026	-6940.605	4760.671	-9308.877	-5299.539	-7039.912	-4051.530

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-1048.799	-4044.171	-27.398	-1814.436
UL002	-1028.672	-3523.183	-27.398	-1777.908
UL003	-1077.591	-3698.661	-27.398	-1866.690
UL004	-1096.453	-2769.608	-166.802	-1394.917
UL005	-1162.553	-3540.274	-129.968	-1648.580
UL006	-1150.383	-3225.258	-129.968	-1626.493
UL007	-1179.962	-3331.361	-129.968	-1680.175
UL008	-957.413	-3540.274	-27.398	-1648.580
UL009	-957.413	-3540.274	-27.398	-1648.580
UL010	-945.243	-3225.258	-27.398	-1626.493
UL011	-945.243	-3225.258	-27.398	-1626.493
UL012	-974.822	-3331.361	-27.398	-1680.175
UL013	-974.822	-3331.361	-27.398	-1680.175
UL014	-1054.282	-2663.084	-160.387	-1341.267
UL015	-1054.282	-2663.084	-160.387	-1341.267
UL016	-1117.840	-3404.109	-124.970	-1585.173
UL017	-1117.840	-3404.109	-124.970	-1585.173
UL018	-1106.138	-3101.209	-124.970	-1563.936
UL019	-1106.138	-3101.209	-124.970	-1563.936
UL020	-1134.579	-3203.232	-124.970	-1615.553
UL021	-1134.579	-3203.232	-124.970	-1615.553
UL022	-628.957	-2130.467	-21.076	-1073.013
UL023	-957.413	-3540.274	-27.398	-1648.580
UL024	-945.243	-3225.258	-27.398	-1626.493
UL025	-974.822	-3331.361	-27.398	-1680.175
UL026	-1012.110	-2556.561	-153.971	-1287.616

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 9)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

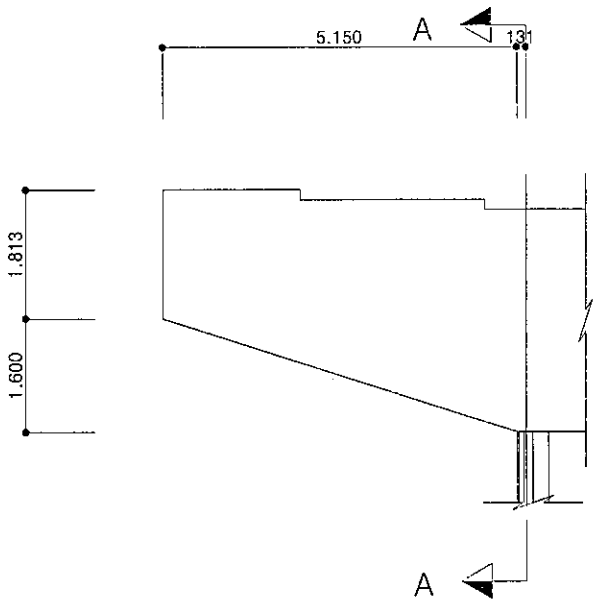
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 8386.222 kN - "ULO-01"

Mu = 23968.795 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 23968.795 / 8386.222 = 2.858 m

d = 2.850 - 0.145 = 2.705 m

a/d = 2.858 / 2.705 = 1.057 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2900.0	2849.5	2704.8	100.0	23968.8	8386.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33041.800 x 400.00 = 13216720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2900.000 = 66555.000 x a

T = C 이므로, a = 198.583 mm, c = 198.583 / β1 = 198.583 / 0.85 = 233.628 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2749.52 - 233.628) / 233.628 = 0.03231

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 26865.299 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.230]

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00421

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 198.583 mm

ΦMn = 0.85 x 33041.800 x 400 x (2704.80 - a/2) = 29270.858 kN.m

≥ Mu (= 23968.795 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.221]

* 전단에 대한 검토 (d = 2704.80 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2704.80 = 5434.432 kN

< Vu (= 8386.222 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (8386.222-5434.432) x 150.00 / (400x2704.80xΦ) x 1000 = 511.554 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2900.0 x 150.0 / 400.0 = 353.176 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2900.0 x 150.0 / 400.0 = 380.625 mm²

Av_min = 380.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 2704.80 / 150.00 x 1000 = 12398.814 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2900.00 x 2704.80 x 1000 = 27172.159 kN ≥ 12398.814 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6793.040 + 12398.814) = 15353.483 kN ≥ 8386.222 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.9 < 2d(=5.499) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.429 m (< d = 2.750 m) L 위험단면 위치
- Vu = 7975.618 kN - "ULO-01

부재번호 : 6 (I단 : 절점6, J단 : 절점7) 부재길이(L) : 0.881 m

Vui = 7961.824 kN (I단), Vuj = 8210.137 kN (J단)

검토위치(Lc) = 3.852 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 7961.824 + (8210.137 - 7961.824)/0.881 x (3.852 - 3.803)

= 7975.618 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5716.2	2704.8	7975.6	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2704.80

= 27172.159 kN ≥ Vu(= 7975.618 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2704.80 = 5434.432 kN

< Vu (= 7975.618 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 15622.922 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (15622.922 + 6793.040)

= 17932.770 kN ≥ Vu(= 7975.618 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.813 x 5.281 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 128.417 kN

w2 = 1.600 x (5.281-0.131) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 55.260 kN

w3 = 1.600 x (5.281-5.150) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 2.811 kN

Vc = 128.417 + 55.260 + 2.811 = 186.488 kN

Mc = 128.417 x 2.640 + 55.260 x 1.848 + 2.811 x 0.066 = 441.371 kN.m

Vu = 207.130 x sin 63.87 + 201.180 x cos 63.87 +
207.440 x sin 63.87 + 201.680 x cos 63.87 +
207.090 x sin 63.87 + 201.150 x cos 63.87 +
207.420 x sin 63.87 + 201.720 x cos 63.87 +
186.488(Vc)
= 1285.674 kN

Mu = 207.130 x sin 63.87 x 4.617 + 201.180 x cos 63.87 x 4.617 +
207.440 x sin 63.87 x 1.937 + 201.680 x cos 63.87 x 1.937 +
207.090 x sin 63.87 x 4.190 + 201.150 x cos 63.87 x 4.190 +
207.420 x sin 63.87 x 1.478 + 201.720 x cos 63.87 x 1.478 +
441.371(Mc)
= 3798.465 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2849.5	2900.0	2800.0	100.0	3798.5	1285.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8424.400 x 400.00 = 3369760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2849.519 = 65396.461 x a

T = C 이므로, a = 51.528 mm, c = 51.528 / β1 = 51.528 / 0.85 = 60.621 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 60.621) / 60.621 = 0.13556

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4007.526 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8424.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.102]

1단 : H22 - 16.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 7782.0 mm²)

2단 : H29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00106

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 51.528 mm

ΦMn = 0.85 x 8424.400 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7946.233 kN.m

≥ Mu (= 3798.465 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.092]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2849.52 x 2800.00 = 5527.773 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1285.674 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15974.069 x 1000000 / [33041.800 x (2704.802 - 581.916/3)]

= 192.546 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2704.8/(7x33041.800)]

= 581.916 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 192.55) - 2.5 x 84.00 = 198.99 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 192.55) = 327.19 mm

Sa는 작은 값인 198.99 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 198.99 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3798.465 x 1000000 / [8424.400 x (2800.000 - 320.363/3)]

= 167.417 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8424.400/2849.5 + 7x8424.400/2849.5 x √[(1 + 2x2849.5x2800.0/(7x8424.400)]

= 320.363 mm

사용철근량 = 8424.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 16.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 7782.0 mm²)

2단 : H29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.42) - 2.5 x 84.00 = 260.38 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 167.42) = 376.31 mm

Sa는 작은 값인 260.38 mm 를 적용

S = 2849.52 / 18.0 EA = 158.31 ≤ Sa (= 260.38 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 13)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기등단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

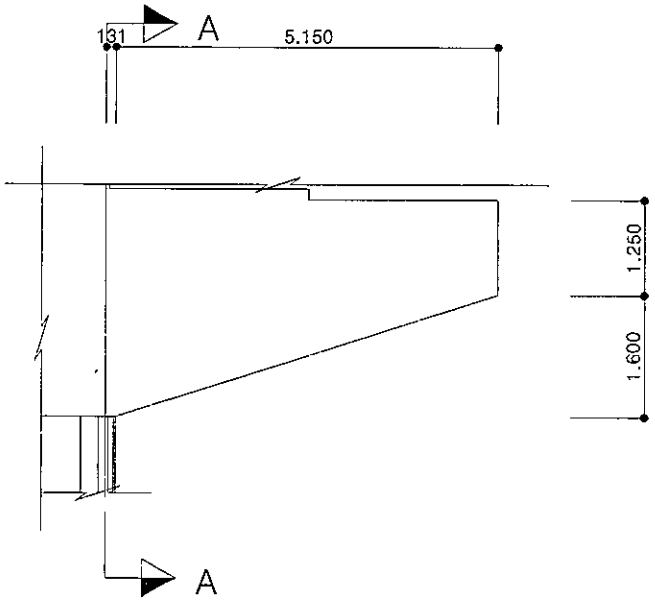
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 8894.612 kN - "ULO-01"

Mu = 25560.573 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 25560.573 / 8894.612 = 2.874 m

d = 2.850 - 0.145 = 2.705 m

a/d = 2.874 / 2.705 = 1.062 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2900.0	2849.5	2704.8	100.0	25560.6	8894.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33041.800 x 400.00 = 13216720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2900.000 = 66555.000 x a

T = C 이므로, a = 198.583 mm, c = 198.583 / β1 = 198.583 / 0.85 = 233.628 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2749.52 - 233.628) / 233.628 = 0.03231

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 28710.088 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm) , [사용률 = 1.151]

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00421

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 198.583 mm

ΦMn = 0.85 x 33041.800 x 400 x (2704.80 - a/2) = 29270.858 kN.m

≥ Mu (= 25560.573 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.145]

* 전단에 대한 검토 (d = 2704.80 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2704.80 = 5434.432 kN

< Vu (= 8894.612 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (8894.612-5434.432) x 150.00 / (400x2704.80xΦ) x 1000 = 599.659 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2900.0 x 150.0 / 400.0 = 353.176 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2900.0 x 150.0 / 400.0 = 380.625 mm²

Av_min = 380.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 1719.000 mm² (H19-6.0 EA, C.T.C 150 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 1719.000 x 400.0 x 2704.80 / 150.00 x 1000 = 12398.814 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2900.00 x 2704.80 x 1000 = 27172.159 kN ≥ 12398.814 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6793.040 + 12398.814) = 15353.483 kN ≥ 8894.612 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.9 < 2d(=5.499) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.437 m (< d = 2.750 m) L 위형단면 위치
- Vu = 6405.698 kN - "ULO-01

부재번호 : 16 (I단 : 절점16, J단 : 절점17) 부재길이(L) : 0.521 m

Vui = -6418.015 kN (I단), Vuj = -6294.273 kN (J단)

검토위치(Lc) = 8.756 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -6418.015 + (-6294.273 - -6418.015)/0.521 x (8.756 - 8.704)

= -6405.698 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5747.4	2704.8	6405.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2704.80

= 27172.159 kN ≥ Vu(= 6405.698 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2704.80 = 5434.432 kN

< Vu (= 6405.698 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 15618.738 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (15618.738 + 6793.040)

= 17929.422 kN ≥ Vu(= 6405.698 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.813 x 5.281 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 128.417 kN

w2 = 1.600 x (5.281-0.131) / 2 x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 55.260 kN

w3 = 1.600 x (5.281-5.150) x 2.900 x 25.000 x 0.185 = 2.811 kN

Vc = 128.417 + 55.260 + 2.811 = 186.488 kN

Mc = 128.417 x 2.640 + 55.260 x 1.848 + 2.811 x 0.066 = 441.371 kN.m

Vu = 207.500 x sin 63.87 + 201.760 x cos 63.87 +
207.230 x sin 63.87 + 201.330 x cos 63.87 +
207.500 x sin 63.87 + 201.700 x cos 63.87 +
207.260 x sin 63.87 + 201.160 x cos 63.87 +
186.488(Vc)
= 1286.139 kN

Mu = 207.500 x sin 63.87 x 1.385 + 201.760 x cos 63.87 x 1.385 +
207.230 x sin 63.87 x 4.066 + 201.330 x cos 63.87 x 4.066 +
207.500 x sin 63.87 x 1.906 + 201.700 x cos 63.87 x 1.906 +
207.260 x sin 63.87 x 4.617 + 201.160 x cos 63.87 x 4.617 +
441.371(Mc)
= 3731.959 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2849.5	2900.0	2800.0	100.0	3732.0	1286.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8424.400 x 400.00 = 3369760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2849.519 = 65396.461 x a

T = C 이므로, a = 51.528 mm, c = 51.528 / β1 = 51.528 / 0.85 = 60.621 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2800.00 - 60.621) / 60.621 = 0.13556

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3937.055 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8424.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.140]

1단 : H22 - 16.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 7782.0 mm²)

2단 : H29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00106

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 51.528 mm

ΦMn = 0.85 x 8424.400 x 400 x (2800.00 - a/2) = 7946.233 kN.m

≥ Mu (= 3731.959 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 2800.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2849.52 x 2800.00 = 5527.773 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1286.139 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17595.164 x 1000000 / [33041.800 x (2704.802 - 581.916/3)]

= 212.086 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2704.8/(7x33041.800)]

= 581.916 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 212.09) - 2.5 x 84.00 = 161.31 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 212.09) = 297.05 mm

Sa는 작은 값인 161.31 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 161.31 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3731.959 x 1000000 / [8424.400 x (2800.000 - 320.363/3)]

= 164.485 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8424.400/2849.5 + 7x8424.400/2849.5 x √[(1 + 2x2849.5x2800.0/(7x8424.400)]

= 320.363 mm

사용철근량 = 8424.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 16.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 7782.0 mm²)

2단 : H29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.49) - 2.5 x 84.00 = 268.77 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 164.49) = 383.01 mm

Sa는 작은 값인 268.77 mm 를 적용

S = 2849.52 / 18.0 EA = 158.31 ≤ Sa (= 268.77 mm) ∴ O.K

8.3 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : ULO-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.024 (39.10/1611.18) < 2d(=3.839) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5716.2	1874.6	1611.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 1874.57

= 18831.779 kN ≥ Vu(= 1611.176 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1874.57 = 3766.356 kN

≥ Vu (= 1611.176 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 48.826 x 1000000 / [33041.800 x (1874.575 - 472.854/3)]

= 0.861 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x1874.6/(7x33041.800)]

= 472.854 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.86) - 2.5 x 84.00 = 91289.33 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.86) = 73199.47 mm

Sa는 작은 값인 73199.47 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 73199.47 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침6) : UL0-01(절점 3)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.205 (719.30/3511.15) < 2d(=4.104) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5716.2	2007.2	3511.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2007.23

= 20164.469 kN ≥ Vu(= 3511.147 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2007.23 = 4032.894 kN

≥ Vu (= 3511.147 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 498.602 x 1000000 / [33041.800 x (2007.235 - 491.680/3)]

= 8.186 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2007.2/(7x33041.800)]

= 491.680 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 8.19) - 2.5 x 84.00 = 9409.79 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 8.19) = 7695.83 mm

Sa는 작은 값인 7695.83 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 7695.83 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-01(절점 5)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.582 (9196.57/5814.27) < 2d(=5.222) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5716.2	2566.4	5814.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2566.36

= 25781.382 kN ≥ Vu(= 5814.268 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2566.36 = 5156.276 kN

< Vu (= 5814.268 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14784.035 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14784.035 + 6445.345)

= 16983.504 kN ≥ Vu(= 5814.268 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6139.242 x 1000000 / [33041.800 x (2566.360 - 565.013/3)]

= 78.133 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2566.4/(7x33041.800)]

= 565.013 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.13) - 2.5 x 84.00 = 797.90 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 78.13) = 806.32 mm
Sa는 작은 값인 797.90 mm 를 적용
S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 797.90 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침7) : UL0-01(절점 6)
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 1.494 (11892.71/7961.82) < 2d(=5.507) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5716.2	2709.0	7961.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2708.96
= 27213.946 kN ≥ Vu(= 7961.824 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2708.96 = 5442.789 kN
< Vu (= 7961.824 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 15648.127 kN

* 설계 전단강도
ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (15648.127 + 6803.486)
= 17961.291 kN ≥ Vu(= 7961.824 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7945.311 x 1000000 / [33041.800 x (2708.962 - 582.417/3)]
= 95.618 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2709.0/(7x33041.800)]
= 582.417 mm

사용철근량 = 33041.8 ㎟ (철근도심 : 144.7 ㎜)
1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 ㎟)
2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.62) - 2.5 x 84.00 = 613.59 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 95.62) = 658.87 ㎜

Sa는 작은 값인 613.59 ㎜ 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 613.59 ㎜) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침4) : ULO-01(절점 16)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.584 (13503.78/8526.13) < 2d(=5.002) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(㎜)	Ln(㎜)	d(㎜)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5747.4	2456.1	8526.1	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2456.12

= 24673.873 kN ≥ Vu(= 8526.127 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2456.12 = 4934.775 kN

< Vu (= 8526.127 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 ㎟) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 ㎟) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 ㎜ ≤ d/5 또는 300 ㎜ ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 ㎟) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 ㎟) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 14111.826 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (14111.826 + 6168.468)

= 16224.235 kN ≥ Vu(= 8526.127 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9493.725 x 1000000 / [33041.800 x (2456.115 - 551.228/3)]
= 126.443 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2456.1/(7x33041.800)]
= 551.228 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)
2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 126.44) - 2.5 x 84.00 = 412.81 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 126.44) = 498.25 mm
Sa는 작은 값인 412.81 mm 를 적용
S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 412.81 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침9) : ULO-01(절점 17)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 1.619 (10192.57/6294.27) < 2d(=4.678) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5747.4	2294.3	6294.3	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 2294.25
= 23047.804 kN ≥ Vu(= 6294.273 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 2294.25 = 4609.561 kN
< Vu (= 6294.273 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 13131.016 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (13131.016 + 5761.951)

= 15114.373 kN ≥ Vu(= 6294.273 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7169.597 x 1000000 / [33041.800 x (2294.251 - 530.426/3)]

= 102.475 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √[(1 + 2x2900.0x2294.3/(7x33041.800)]

= 530.426 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.48) - 2.5 x 84.00 = 558.48 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 102.48) = 614.78 mm

Sa는 작은 값인 558.48 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 558.48 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침5) : UL0-01(절점 19)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.259 (1048.80/4044.17) < 2d(=3.054) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2900.0	5747.4	1482.3	4044.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2900.00 x 1482.28

= 14890.809 kN ≥ Vu(= 4044.171 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2900.00 x 1482.28 = 2978.162 kN

< Vu (= 4044.171 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 6.0 EA (=1719.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1087.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=652.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8210.893 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8210.893 + 3722.702)

= 9546.876 kN ≥ Vu(= 4044.171 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 894.272 x 1000000 / [33041.800 x (1482.278 - 412.994/3)]

= 20.128 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√ [1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x √ [(1 + 2x2900.0x1482.3/(7x33041.800)]

= 412.994 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 20.13) - 2.5 x 84.00 = 3702.39 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 20.13) = 3129.91 mm

Sa는 작은 값인 3129.91 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 3129.91 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침10) : ULO-03(절점 20)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.015 (27.40/1866.69) < 2d(=2.712) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 99.976 x 1000000 / [33041.800 x (1311.094 - 384.460/3)]

= 2.558 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b$\sqrt{}$[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33041.800/2900.0 + 7x33041.800/2900.0 x $\sqrt{}$[(1 + 2x2900.0x1311.1/(7x33041.800)]

= 384.460 mm

사용철근량 = 33041.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 23.0 EA (= 18266.6 mm²)

2단 : H29 - 23.0 EA (= 14775.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.56) - 2.5 x 84.00 = 30578.06 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.56) = 24630.45 mm

Sa는 작은 값인 24630.45 mm 를 적용

S = 2900.00 / 23.0 EA = 126.09 ≤ Sa (= 24630.45 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-15574.698	-22750.501	1987.004	1987.004	0.000	0.00110	축력최대
UL026	-14376.644	-14376.644	4561.222	9992.472	-1727.054	0.00402	모멘트최대
UL022	-11980.537	-11980.537	9794.229	19700.229	2270.000	0.00889	탄성설계
UL022	-11980.537	-11980.537	4456.229	7758.229	2270.000	0.00889	소성설계
UE026	-10782.483	-10782.483	4025.053	9456.303	-1727.054	0.00373	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.008	0.060	O.K	60585.926	22750.501	1987.004	2.663	O.K
모멘트최대	0.005	0.008	0.060	O.K	31384.294	14376.644	10042.685	2.183	O.K
탄성설계	0.005	0.008	0.060	O.K	13393.309	11980.537	19839.103	1.118	O.K
편심최대	0.005	0.008	0.060	O.K	27089.147	10782.483	9484.757	2.512	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	22750.501	1987.004	87.339

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta \ / \ (Vu * Lc)$

$= 22750.501 \times 0.00110 \ / \ (-0.000 \times 6.875)$

$= 0.000$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.063 \ / \ 0.575$

$= 29.447 > 22.000 \quad \therefore$ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.063 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 \ / \ (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 \ / \ (1 - 0.000)$

$= 1.000$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.000 \times 1987.004$

$= 1987.004$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.000 \times 1987.004$

$= 1987.004$ kN.m

㈑ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 34047.20 ㎟ , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1507454.347 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㈒ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1122.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 ㎜, e = Mu/Pu = 87.339 ㎜)

㈓ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2418.419 ㎜, a = k1 x c = 2055.656 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3918664.547 = 89933.351 kN

∑Csi = 8541.600 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 89933.351 + 8541.600 - 0.000 = 98474.951 kN

Mn = Cc x 1088.445 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8599.908 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=87.331) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈔ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 ㎜

c = 2418.419 ㎜, a = k1 x c = 2055.656 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2418.42) / 2418.42 = -0.00027

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈕ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN < Pn = 98474.951 kN

ΦPn = 0.70 x 86551.323 = 60585.926 kN ≥ Pu = 22750.501 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.087 = 5291.509 kN.m ≥ Mu = 1987.004 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	14376.644	10042.685	698.542

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14376.644 x 0.00402 / (-1727.054 x 6.875)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.063 / 0.575

= 29.447 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.063 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.005)

= 1.005

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.005 x 4561.222

= 4584.143 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.005 x 9992.472

= 10042.685 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 34047.20 ㎟ , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 952600.318 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1122.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 ㎜, e = Mu/Pu = 698.542 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1257.172 ㎜, a = k1 x c = 1068.596 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1890377.093 = 43384.154 kN

∑Csi = 5091.448 kN, ∑Tsi = 4427.100 kN

Pn = 43384.154 + 5091.448 - 4427.100 = 44048.503 kN

Mn = Cc x 1066.674 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30770.011 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=698.548) | = 0.0067 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 ㎜

c = 1257.172 ㎜, a = k1 x c = 1068.596 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1257.17) / 1257.17 = 0.00225

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.71 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0022-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.712

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN ≥ Pn = 44048.503 kN

ΦPn = 0.71 x 44048.503 = 31384.294 kN ≥ Pu = 14376.644 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.699 = 21923.238 kN.m ≥ Mu = 10042.685 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	11980.537	19839.103	1655.944

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11980.537 x 0.00889 / (2270.000 x 6.875)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.063 / 0.575

= 29.447 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.063 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.007)

= 1.007

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.007 x 9794.229

= 9863.272 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.007 x 19700.229

= 19839.103 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 34047.20 ㎟ , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 793833.620 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1122.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 ㎜, e = Mu/Pu = 1655.944 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 660.833 ㎜, a = k1 x c = 561.708 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 785914.534 = 18036.739 kN

∑Csi = 3297.452 kN, ∑Tsi = 7940.881 kN

Pn = 18036.739 + 3297.452 - 7940.881 = 13393.309 kN

Mn = Cc x 1099.329 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22178.568 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1655.944) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN ≥ Pn = 13393.309 kN

ΦPn = 1.00 x 13393.309 = 13393.309 kN ≥ Pu = 11980.537 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.656 = 22178.575 kN.m ≥ Mu = 19839.103 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	10782.483	9484.757	879.645

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 10782.483 \times 0.00373 / (-1727.054 \times 6.875)$

$= 0.003$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.063 / 0.575$

$= 29.447 > 22.000 \quad \therefore$ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.063 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.003)$

$= 1.003$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.003 \times 4025.053$

$= 4037.164$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.003 \times 9456.303$

$= 9484.757$ kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 34047.20 mm² , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 714450.239 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 mm, e = Mu/Pu = 879.645 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1067.232 mm, a = k1 x c = 907.147 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1523052.758 = 34954.061 kN

∑Csi = 4551.964 kN, ∑Tsi = 5644.592 kN

Pn = 34954.061 + 4551.964 - 5644.592 = 33861.434 kN

Mn = Cc x 1075.299 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29785.886 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=879.640) | = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1067.232 mm, a = k1 x c = 907.147 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1067.23) / 1067.23 = 0.00318

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

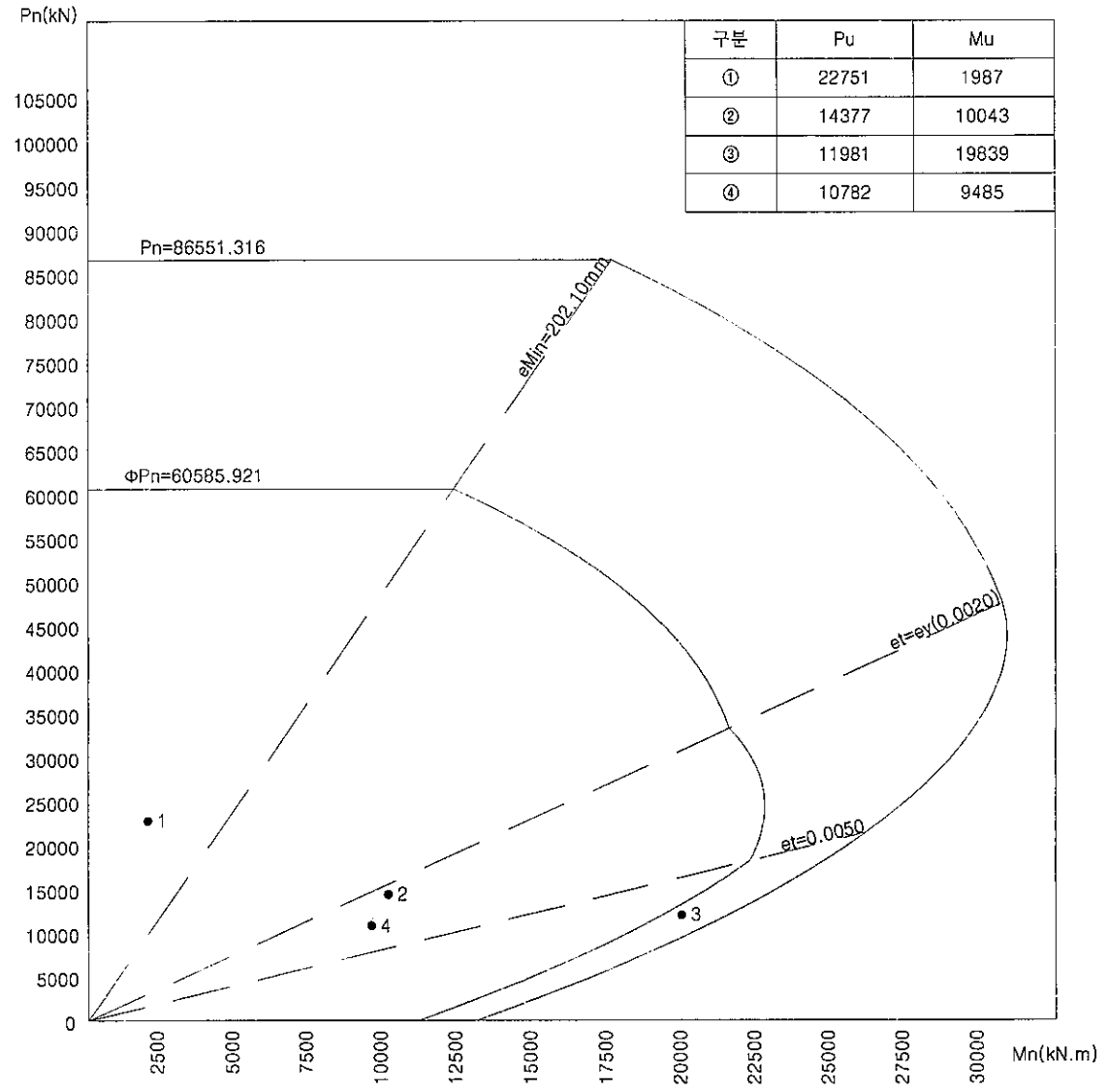
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN ≥ Pn = 33861.434 kN

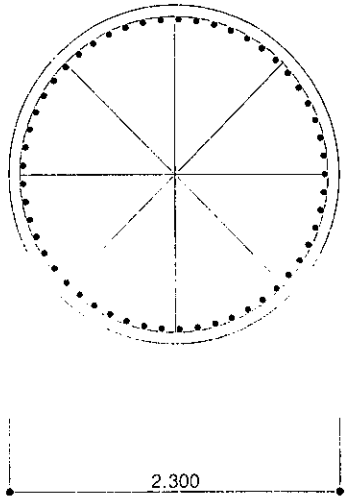
ΦPn = 0.80 x 33861.434 = 27089.147 kN ≥ Pu = 10782.483 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.880 = 23828.833 kN.m ≥ Mu = 9484.757 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22751	1987
②	14377	10043
③	11981	19839
④	10782	9485



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 34047.200 mm²
Puse = 0.00819
1단 : H29-53Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-15574.698	-22750.501	318.139	318.139	0.000	-0.00018	축력최대
ULB26	-14376.644	-14376.644	39.467	2118.001	731.332	0.00055	모멘트최대
ULB22	-11980.537	-11980.537	3576.905	13976.905	2329.000	0.00520	탄성설계
ULB22	-11980.537	-11980.537	1308.905	4775.572	2329.000	0.00520	소성설계
UEB26	-10782.483	-10782.483	91.938	2170.473	731.332	0.00058	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.008	0.060	O.K	60585.926	22750.501	318.139	2.663	O.K
모멘트최대	0.005	0.008	0.060	O.K	60585.926	14376.644	2122.245	4.214	O.K
탄성설계	0.005	0.008	0.060	O.K	22670.450	11980.537	14033.037	1.892	O.K
편심최대	0.005	0.008	0.060	O.K	69241.058	10782.483	2172.646	6.422	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	22750.501	318.139	13.984

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 22750.501 x -0.00018 / (0.000 x 6.875)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.063 / 0.575

= 29.447 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.063 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.000)

= 1.000

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.000 x 318.139

= 318.139 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.000 x 318.139

= 318.139 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 34047.20 ㎟ , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 ㎟), d1 = 100.000 ㎜

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1507454.347 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 ㎜, ab = k1 x cb = 1122.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 ㎜, e = Mu/Pu = 13.984 ㎜)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 3582.520 ㎜, a = k1 x c = 3045.142 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN

∑Csi = 11055.794 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 95362.104 + 11055.794 - 0.000 = 106417.898 kN

Mn = Cc x 1522.571 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1487.513 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=13.978) | = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 ㎜

c = 3582.520 ㎜, a = k1 x c = 3045.142 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-3582.52) / 3582.52 = -0.00116

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN < Pn = 106417.898 kN

ΦPn = 0.70 x 86551.323 = 60585.926 kN ≥ Pu = 22750.501 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.014 = 847.222 kN.m ≥ Mu = 318.139 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, ULB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	14376.644	2122.245	147.618

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 14376.644 \times 0.00055 / (731.332 \times 6.875)$

$= 0.002$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 8.063 / 0.575$

$= 29.447 > 22.000 \quad \therefore$ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.063 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.002)$

$= 1.002$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.002 \times 39.467$

$= 39.546$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.002 \times 2118.001$

$= 2122.245$ kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 34047.20 ㎟ , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 ㎟), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 952600.318 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 mm, e = Mu/Pu = 147.618 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2237.732 mm, a = k1 x c = 1902.072 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3674568.181 = 84331.340 kN

∑Csi = 7904.381 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 84331.340 + 7904.381 - 0.000 = 92235.721 kN

Mn = Cc x 1070.557 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13615.327 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=147.614) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2237.732 mm, a = k1 x c = 1902.072 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2237.73) / 2237.73 = -0.00005

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN < Pn = 92235.721 kN

ΦPn = 0.70 x 86551.323 = 60585.926 kN ≥ Pu = 14376.644 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.148 = 8943.548 kN.m ≥ Mu = 2122.245 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	11980.537	14033.037	1171.320

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11980.537 x 0.00520 / (2329.000 x 6.875)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.063 / 0.575

= 29.447 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.063 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.004)

= 1.004

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.004 x 3576.905

= 3591.270 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.004 x 13976.905

= 14033.037 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 34047.20 mm² , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 793833.620 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 mm, e = Mu/Pu = 1171.320 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 849.745 mm, a = k1 x c = 722.283 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1116844.787 = 25631.588 kN

∑Csi = 3917.731 kN, ∑Tsi = 6878.868 kN

Pn = 25631.588 + 3917.731 - 6878.868 = 22670.450 kN

Mn = Cc x 1087.324 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 26554.477 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1171.326) | = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN ≥ Pn = 22670.450 kN

ΦPn = 1.00 x 22670.450 = 22670.450 kN ≥ Pu = 11980.537 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.171 = 26554.341 kN.m ≥ Mu = 14033.037 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	10782.483	2172.646	201.498

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 10782.483 x 0.00058 / (731.332 x 6.875)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.875 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 8.063 / 0.575

= 29.447 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 8.063 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.001)

= 1.001

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.001 x 91.938

= 92.030 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.001 x 2170.473

= 2172.646 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 34047.20 mm² , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 714450.239 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 mm, e = Mu/Pu = 201.498 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2097.118 mm, a = k1 x c = 1782.551 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3455289.649 = 79298.897 kN

∑Csi = 7409.894 kN, ∑Tsi = 94.276 kN

Pn = 79298.897 + 7409.894 - 94.276 = 86614.515 kN

Mn = Cc x 1062.246 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17452.036 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=201.491) | = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2097.118 mm, a = k1 x c = 1782.551 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2097.12) / 2097.12 = 0.00015

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

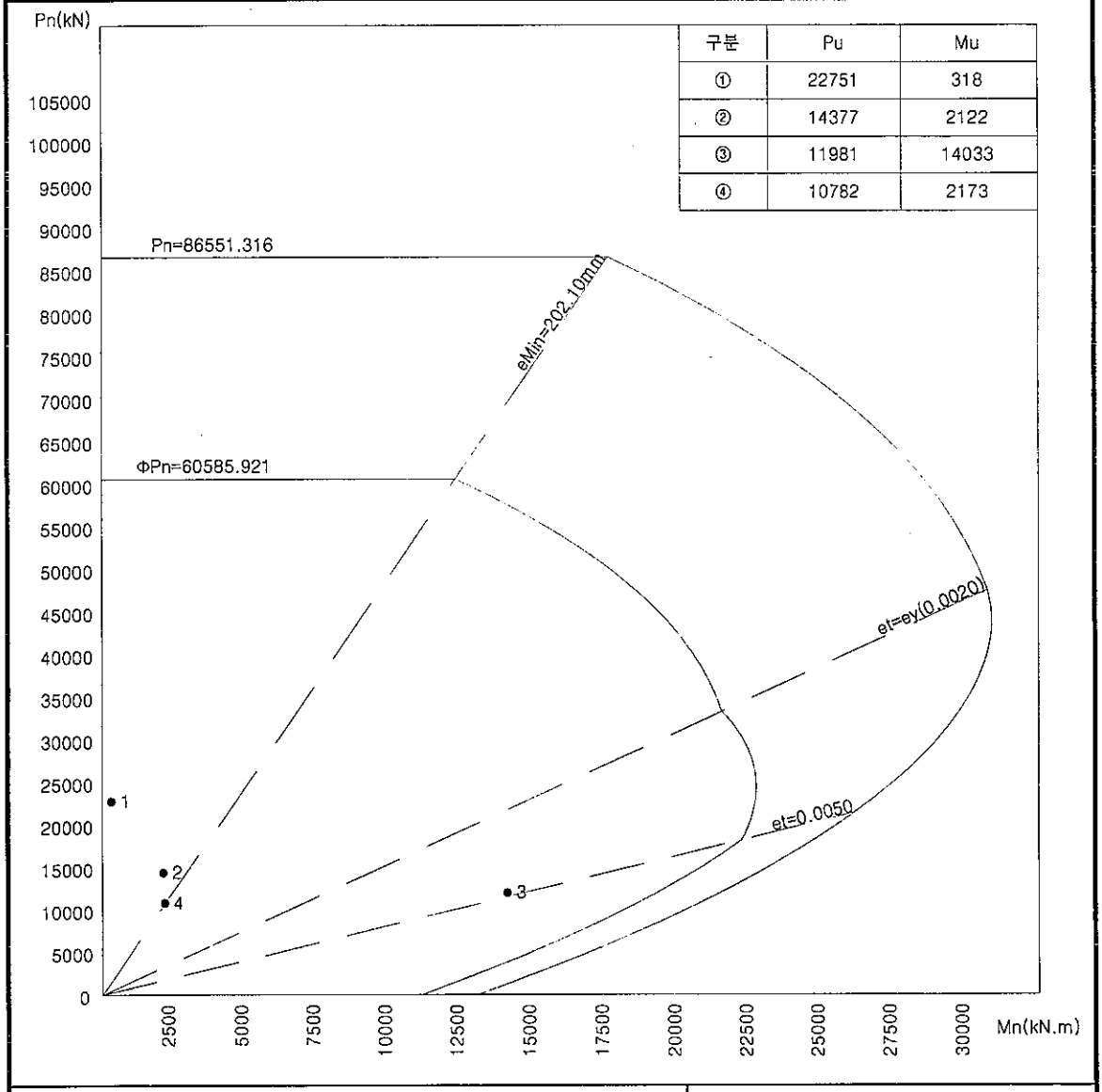
㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN < Pn = 86614.515 kN

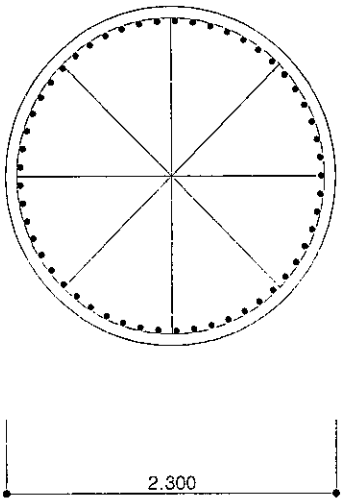
ΦPn = 0.80 x 86551.323 = 69241.058 kN ≥ Pu = 10782.483 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.201 = 13951.915 kN.m ≥ Mu = 2172.646 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22751	318
②	14377	2122
③	11981	14033
④	10782	2173



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 34047.200 mm²
Puse = 0.00819
1단 : H29-53Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-22750.501	318.139	1987.004	2012.311	축력최대
UL26	-14376.644	2122.245	10042.685	10264.475	모멘트최대
UL22	-11980.537	6329.209	19839.103	20824.238	탄성설계
UL22	-11980.537	6329.209	19839.103	20824.238	소성설계
UE26	-10782.483	2172.646	9484.757	9730.417	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축직각방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축방향은 내진해석에서 얻은 6284.905 kN.m를 사용하며,

교축직각방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

Mx = 6284.905 x 1.007 = 6329.209 kN.m, 2) 교축직각방향 참조

- 지진시 모멘트(=6284.905) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.008	0.060	O.K	60585.926	22750.501	2012.311	2.663	O.K
모멘트최대	0.005	0.008	0.060	O.K	30857.375	14376.644	10264.475	2.146	O.K
탄성설계	0.005	0.008	0.060	O.K	12453.852	11980.537	20824.238	1.040	O.K
편심최대	0.005	0.008	0.060	O.K	26212.373	10782.483	9730.417	2.431	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 21, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=80.904도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	22750.501	2012.311	88.451

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 34047.20 mm² , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1507454.347 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 mm, e = Mu/Pu = 88.451 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2414.726 mm, a = k1 x c = 2052.517 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3914202.441 = 89830.946 kN

∑Csi = 8528.540 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 89830.946 + 8528.540 - 0.000 = 98359.486 kN

Mn = Cc x 1087.975 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8700.786 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=88.459) | = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2414.726 mm, a = k1 x c = 2052.517 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2414.73) / 2414.73 = -0.00027

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN < Pn = 98359.486 kN

ΦPn = 0.70 x 86551.323 = 60585.926 kN ≥ Pu = 22750.501 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.088 = 5358.904 kN.m ≥ Mu = 2012.311 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 21, UL026)

【 기둥 : 하부 , 2/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=78.068도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	14376.644	10264.475	713.969

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 34047.20 mm² , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 952600.318 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 mm, e = Mu/Pu = 713.969 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1239.569 mm, a = k1 x c = 1053.633 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1856065.041 = 42596.693 kN

∑Csi = 5039.579 kN, ∑Tsi = 4552.715 kN

Pn = 42596.693 + 5039.579 - 4552.715 = 43083.557 kN

Mn = Cc x 1067.390 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30760.434 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=713.972) | = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1239.569 mm, a = k1 x c = 1053.633 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1239.57) / 1239.57 = 0.00232

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.72 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0023-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.716

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN ≥ Pn = 43083.557 kN

ΦPn = 0.72 x 43083.557 = 30857.375 kN ≥ Pu = 14376.644 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.714 = 22031.204 kN.m ≥ Mu = 10264.475 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 21, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=72.306도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	11980.537	20824.238	1738.172

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 34047.20 mm² , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 793833.620 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 mm, e = Mu/Pu = 1738.172 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 641.201 mm, a = k1 x c = 545.020 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 753101.444 = 17283.678 kN

∑Csi = 3224.679 kN, ∑Tsi = 8054.505 kN

Pn = 17283.678 + 3224.679 - 8054.505 = 12453.852 kN

Mn = Cc x 1100.650 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21647.042 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1738.180)| = 0.0081 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN ≥ Pn = 12453.852 kN

ΦPn = 1.00 x 12453.852 = 12453.852 kN ≥ Pu = 11980.537 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.738 = 21646.941 kN.m ≥ Mu = 20824.238 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 21, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/5 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=77.098도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	10782.483	9730.417	902.428

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 34047.20 mm² , Puse = 0.00819

- 1단 : H29 - 53EA (As=34047.200 mm²), di = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0082) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 714450.239 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 5258.271 kN, ∑Tsi = 3925.172 kN

Pb = 46199.773 + 5258.271 - 3925.172 = 47532.872 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 30624.220 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 644.275 mm, e = Mu/Pu = 902.428 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1046.167 mm, a = k1 x c = 889.242 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1482869.258 = 34031.849 kN

∑Csi = 4502.211 kN, ∑Tsi = 5768.594 kN

Pn = 34031.849 + 4502.211 - 5768.594 = 32765.466 kN

Mn = Cc x 1076.370 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29568.320 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=902.423) | = 0.0049 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1046.167 mm, a = k1 x c = 889.242 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1046.17) / 1046.17 = 0.00331

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.800

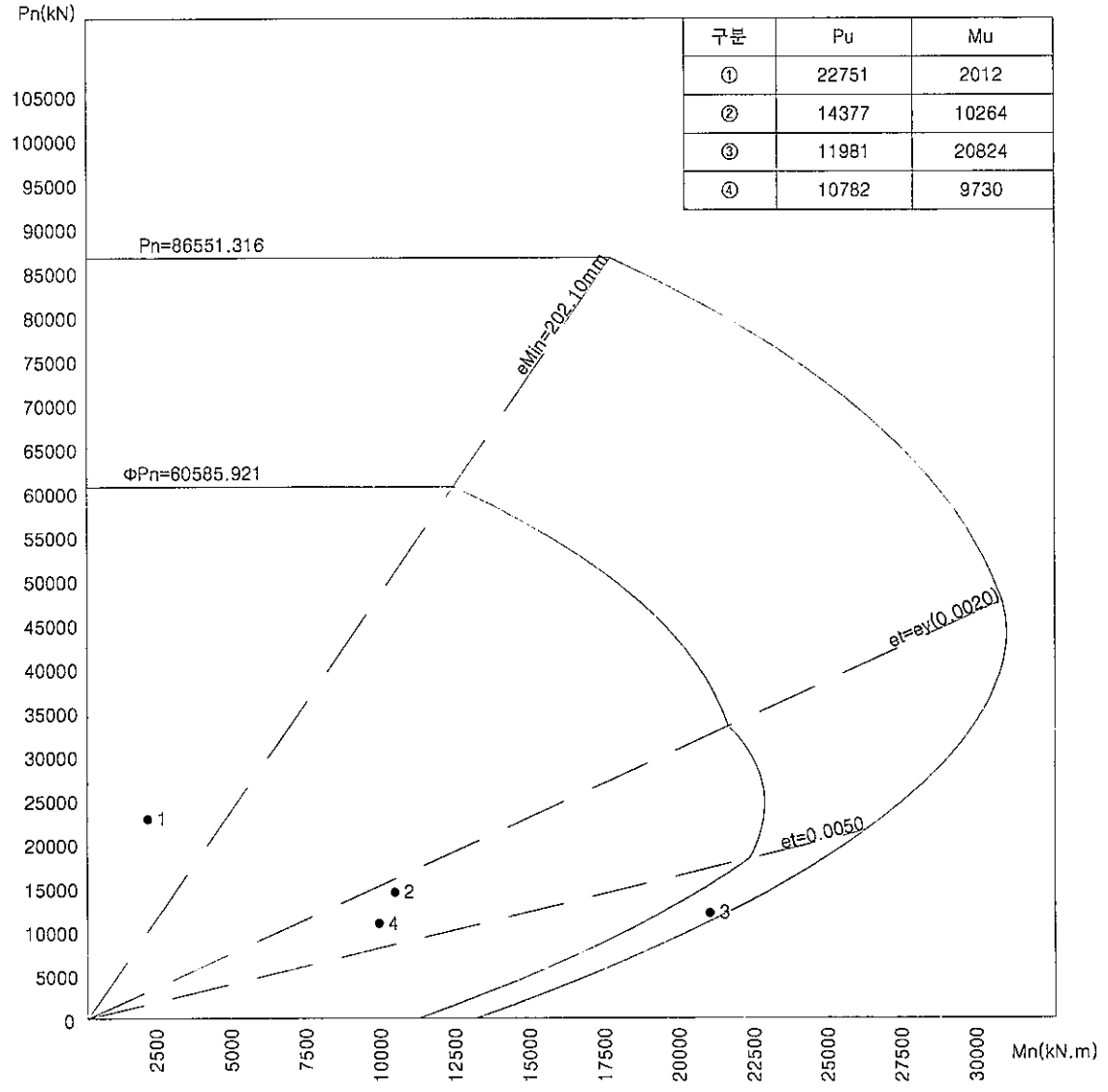
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 86551.323 kN ≥ Pn = 32765.466 kN

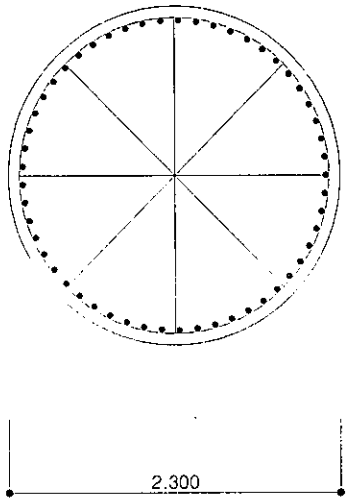
ΦPn = 0.80 x 32765.466 = 26212.373 kN ≥ Pu = 10782.483 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.902 = 23654.784 kN.m ≥ Mu = 9730.417 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	22751	2012
②	14377	10264
③	11981	20824
④	10782	9730



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

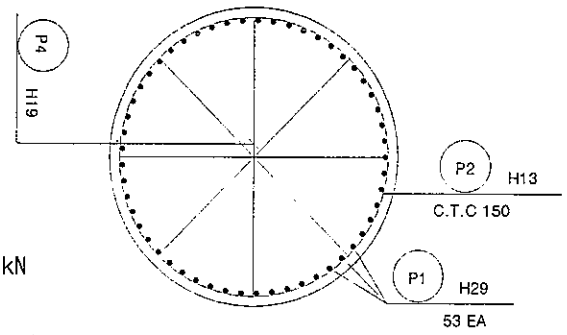
▣ 사용 철근

Ast = 34047.200 mm²
Puse = 0.00819
1단 : H29-53Ea

9.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULO26 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V = 0.000 kN
교축직각방향	V = 1727.054 kN
합성전단력	V = 1727.054 kN
축방향력	P = 14376.644 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 1727.054 / 0.80 = 2158.818 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 14376.644 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0
x 2300.000 x 1805.880

= 4486.118 kN

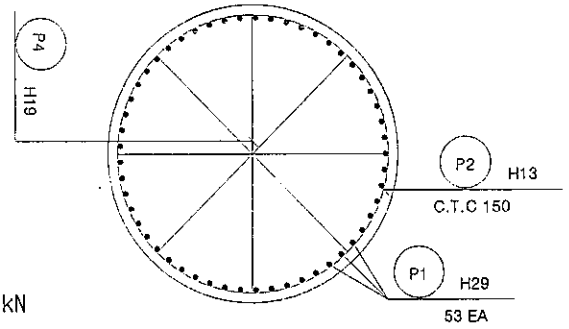
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2243.059 kN ≥ Vn ≤ Vc = 4486.118 ∴ 전단 철근 필요 없음

9.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : ULB22 MAX, 「기둥부재력 집계」 참조

교축방향	V =	2329.000 kN
교축직각방향	V =	1044.000 kN
합성전단력	V =	2552.289 kN
축방향력	P =	11980.537 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 2552.289 / 1.00 = 2552.289 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 11980.537 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0 x 2300.000 x 1805.880

= 4337.941 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2168.970 kN ≤ Vn ≤ Vc = 4337.941 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 280.105 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 301.875 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 301.875 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 150.0 mm, d = 1805.880 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H13 x 2EA = 253.400 mm²

→ 506.800 mm² ≥ 301.875 mm² ∴ O.K

9.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2300.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 4650.0 / 6 = 775.0 mm
∴ 2300.0 mm = 2.300 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 29.0 = 174.0 mm
∴ 174.0 mm = 0.174 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1150.0 mm
∴ 1150.0 mm = 1.150 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 100.0 mm
∴ 575.0 mm = 0.575 m

10. 기 초 설 계

10.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV005	15318.120	274.074	4267.475	19190.120	84436.528	4815.622	축력최대
SV026	11980.537	1439.212	8327.060	15852.537	69751.163	11205.484	모멘트최대
SV026	11980.537	1439.212	8327.060	15852.537	69751.163	11205.484	편심최대
SV022	11980.537	2270.000	19700.229	15852.537	69751.163	24240.229	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 = 3872.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 313234.783 x 42 / (8.800 x 8.800) = 169884.567 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 313234.783 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 42 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

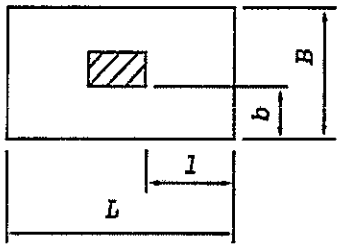
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 169884.567) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}} = 0.219$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.250,3.250) = 3.250

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.400

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.400



βλ = 0.219 x 3.250 = 0.711 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	22750.501	0.000	1987.004	27784.101	122250.044	1987.004	축력최대
UL026	14376.644	1727.054	9992.472	19023.044	83701.394	13446.580	모멘트최대
UE026	10782.483	1727.054	9456.303	14267.283	62776.045	12910.411	편심최대
UL022	11980.537	2270.000	19700.229	15852.537	69751.163	24240.229	지진시
SV005	15318.120	274.074	4267.475	19190.120	84436.528	4815.622	축력최대
SV026	11980.537	1439.212	8327.060	15852.537	69751.163	11205.484	모멘트최대
SV026	11980.537	1439.212	8327.060	15852.537	69751.163	11205.484	편심최대
SV022	11980.537	2270.000	19700.229	15852.537	69751.163	24240.229	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

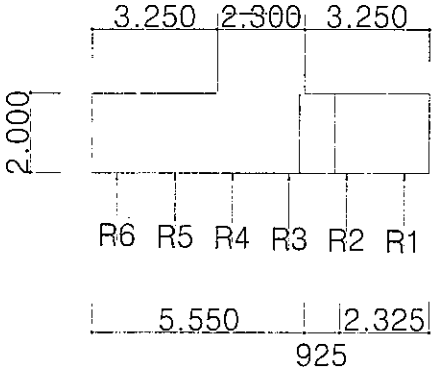
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본

R2 = Ru2 x 7본

R3 = Ru3 x 7본

R4 = Ru4 x 7본

R5 = Ru5 x 7본

R6 = Ru6 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV005	3683.906	3489.685	3295.464	3101.243	2907.022	2712.801
SV026	3873.986	3381.227	2888.469	2395.71	1902.952	1410.193
SV026	3873.986	3381.227	2888.469	2395.71	1902.952	1410.193
SV022	5140.116	4140.905	3141.695	2142.484	1143.274	144.063
UL001	4816.629	4742.251	4667.873	4593.494	4519.116	4444.738
UL026	4648.783	4057.473	3466.162	2874.852	2283.542	1692.232
UE026	3805.981	3234.741	2663.501	2092.26	1521.02	949.78
UL022	5140.116	4140.905	3141.695	2142.484	1143.274	144.063

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.731+ R2 x -1.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV005	7173.591	14356.549	6150.591	11841.693	
SV026	7255.213	14742.146	6232.213	12227.291	
SV026	7255.213	14742.146	6232.213	12227.291	
SV022	9281.022	19135.112	8258.022	16620.256	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	9558.880	18991.925	8228.980	15722.613	
UL026	8706.255	17690.574	7478.655	14672.748	
UE026	7040.721	14376.099	6120.021	12112.729	
UL022	9281.022	19135.112	8258.022	16620.256	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	16620.3	8258.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 45610.400 x 400.00 = 18244160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 90.336 mm, c = 90.336 / β1 = 90.336 / 0.85 = 106.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 106.277) / 106.277 = 0.04922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 26808.001 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 45610.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.701]

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 26808.001 mm²

ρmin = Max(26808.001, 15840.000) / bd = 0.00165

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.336 mm

ΦMn = 0.85 x 45610.400 x 400 x (1850.00 - a/2) = 27988.501 kN.m

≥ Mu (= 16620.256 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.684]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 8258.022 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H25 - 71 EA

H25 - 36 EA = 54216.900 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 54216.9 ㎟

(54216.900 / 8.800) = 6161.011 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H25 - 36 EA = 18241.200 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 18241.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 12227.291 \times 1000000 / [45610.400 \times (1850.000 - 331.898/3)]$

$= 154.126$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x45610.400/8800.0 + 7x45610.400/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x45610.400)]}$

$= 331.898$ mm

사용철근량 = 45610.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.13) - 2.5 x 135.50 = 172.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.13) = 408.76 mm

Sa는 작은 값인 172.20 mm 를 적용

S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 172.20 mm) ∴ O.K

10.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB23	15318.120	500.000	-1043.375	19190.120	84436.528	43.375	축력최대
SVB26	11980.537	609.444	-1765.001	15852.537	69751.163	546.114	모멘트최대
SVB26	11980.537	609.444	-1765.001	15852.537	69751.163	546.114	편심최대
SVB22	11980.537	2329.000	13976.905	15852.537	69751.163	18634.905	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3872.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	22750.501	0.000	318.139	27784.101	122250.044	318.139	축력최대
UEB26	10782.483	731.332	-2170.473	14267.283	62776.045	707.808	모멘트최대
UEB26	10782.483	731.332	-2170.473	14267.283	62776.045	707.808	편심최대
ULB22	11980.537	2329.000	13976.905	15852.537	69751.163	18634.905	지진시
SVB23	15318.120	500.000	-1043.375	19190.120	84436.528	43.375	축력최대
SVB26	11980.537	609.444	-1765.001	15852.537	69751.163	546.114	모멘트최대
SVB26	11980.537	609.444	-1765.001	15852.537	69751.163	546.114	편심최대
SVB22	11980.537	2329.000	13976.905	15852.537	69751.163	18634.905	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

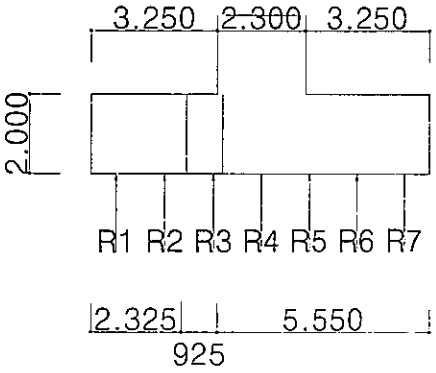
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 6본

R2 = Ru2 x 6본

R3 = Ru3 x 6본

R4 = Ru4 x 6본

R5 = Ru5 x 6본

R6 = Ru6 x 6본

R7 = Ru7 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SVB23	2802.351	2782.049	2761.748	2741.446	2721.144	2700.842	2680.54
SVB26	2380.391	2341.81	2303.229	2264.648	2226.067	2187.486	2148.905
SVB26	2380.391	2341.81	2303.229	2264.648	2226.067	2187.486	2148.905
SVB22	4046.195	3452.346	2858.497	2264.648	1670.799	1076.95	483.101
ULB01	3995.929	3987.005	3978.081	3969.157	3960.234	3951.31	3942.386
UEB26	2181.491	2133.721	2085.952	2038.183	1990.414	1942.645	1894.876
UEB26	2181.491	2133.721	2085.952	2038.183	1990.414	1942.645	1894.876
ULB22	4046.195	3452.346	2858.497	2264.648	1670.799	1076.95	483.101

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

$Vb_{,}$ = R1+ R2

Ma = R1 x 2.731+ R2 x 1.481+ R3 x 0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB23	5584.400	12411.400	4561.400	9896.544	
SVB26	4722.202	10501.116	3699.202	7986.260	
SVB26	4722.202	10501.116	3699.202	7986.260	
SVB22	7498.542	16823.397	6475.542	14308.542	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	7982.933	17736.572	6653.033	14467.260	
UEB26	4315.212	9599.547	3394.512	7336.177	
UEB26	4315.212	9599.547	3394.512	7336.177	
ULB22	7498.542	16823.397	6475.542	14308.542	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	14467.3	6653.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35975.700 x 400.00 = 14390280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 71.253 mm, c = 71.253 / β1 = 71.253 / 0.85 = 83.827 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 83.827) / 83.827 = 0.06321

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 23290.789 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35975.7 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.545]

1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 23290.789 mm²

ρmin = Max(23290.789, 15840.000) / bd = 0.00143

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.253 mm

ΦMn = 0.85 x 35975.700 x 400 x (1850.00 - a/2) = 22192.941 kN.m

≥ Mu (= 14467.260 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.534]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 6653.033 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 mm² 이하

사용철근량 : H29 - 71 EA

H29 - 36 EA = 68736.800 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 68736.8 ㎟

(68736.800 / 8.800) = 7811.000 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9896.544 x 1000000 / [35975.700 x (1850.000 - 298.036/3)]

= 157.135 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x35975.700/8800.0 + 7x35975.700/8800.0 x √[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x35975.700)]

= 298.036 mm

사용철근량 = 35975.7 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.14) - 2.5 x 137.50 = 157.41 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.14) = 400.93 mm

Sa는 작은 값인 157.41 mm 를 적용

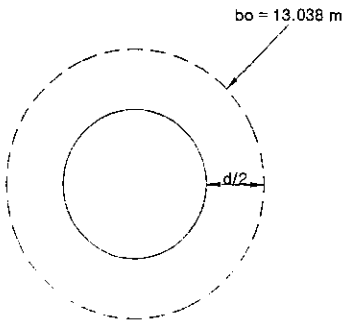
S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 157.41 mm) ∴ O.K

11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -22750.501 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.038 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x √(27) x 13.038 x 1.850
= 62664.512 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.850)/(2 · 13.038)) x √(27) x 13.038 x 1.850
= 80167.61 kN

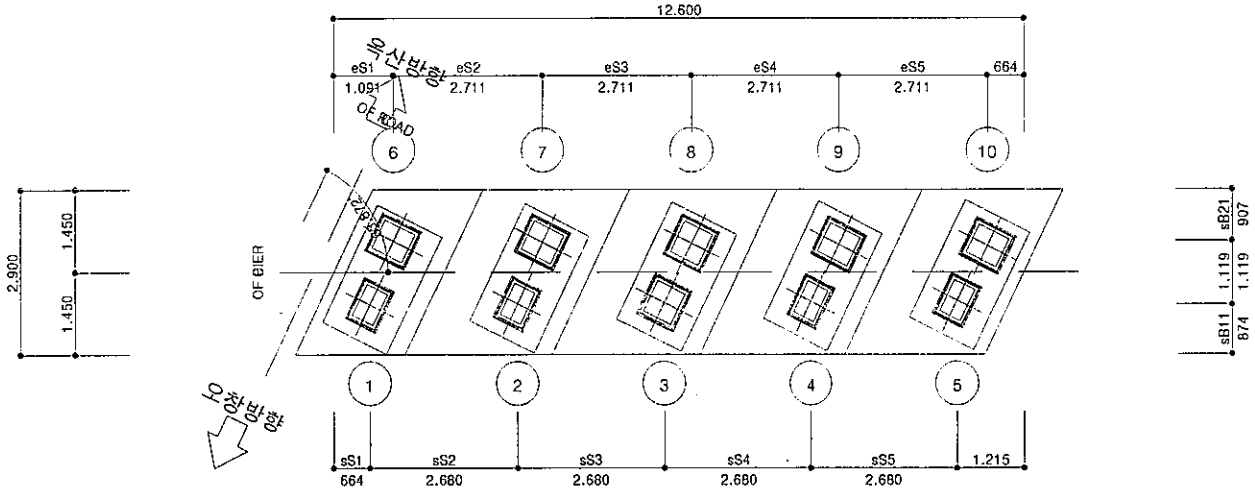
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.038 x 1.850
= 41776.342 kN

-------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 41776.342 = 33421.073 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

12. 교량 받침부 검토



12.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.453 = 402.266 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 40.437 = 402.184 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	402.266	610.000	410.000	509.393	O.K
2	402.266	610.000	410.000	527.929	O.K
3	402.266	600.000	550.000	519.983	O.K
4	402.266	610.000	410.000	565.003	O.K
5	402.266	610.000	410.000	583.540	O.K
6	402.184	550.000	600.000	440.540	O.K
7	402.184	550.000	600.000	548.795	O.K
8	402.184	600.000	550.000	558.348	O.K
9	402.184	550.000	600.000	590.548	O.K
10	402.184	550.000	600.000	496.650	O.K

12.2 최소 받침자지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 116.1° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 26.13°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 40.453 + 6.66 \times 8.063) \times (1 + 0.000125 \times 26.13^2)$

$= 348.671$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1615 - 0 - 50 = 1565$ mm ≥ 349 mm $\therefore$ O.K

12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	1750.000	1000.851	O.K	258.822	207.130	O.K
SHOE 2	1750.000	1176.885	O.K	258.822	207.440	O.K
SHOE 3	1750.000	1274.681	O.K	258.822	207.650	O.K
SHOE 4	1750.000	1354.051	O.K	258.822	207.500	O.K
SHOE 5	1750.000	1397.010	O.K	258.822	207.230	O.K
SHOE 6	1750.000	1185.413	O.K	258.822	207.090	O.K
SHOE 7	1750.000	1290.127	O.K	258.822	207.420	O.K
SHOE 8	1750.000	1273.604	O.K	258.822	207.650	O.K
SHOE 9	1750.000	1227.589	O.K	258.822	207.500	O.K
SHOE 10	1750.000	1227.307	O.K	258.822	207.260	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

12.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1000.851	155.737	151.263	1283.501	1274.024	
2	1176.885	155.970	151.639	1302.094	1867.133	
3	1274.681	156.128	159.351	1460.687	1880.726	
4	1354.051	156.015	151.699	1339.280	1904.319	
5	1397.010	155.812	151.376	1357.872	1825.342	
6	1185.413	155.707	151.241	1507.090	1641.461	
7	1290.127	155.955	151.669	1528.133	1880.915	
8	1273.604	156.128	159.351	1499.176	1926.959	
9	1227.589	156.015	151.654	1570.220	1905.564	
10	1227.307	155.835	151.248	1591.263	1214.024	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1769.905	4369.200	O.K	1801.274	3574.800	O.K
2	1942.218	4369.200	O.K	2150.089	3773.400	O.K
3	2054.562	4369.200	O.K	2292.370	3574.800	O.K
4	2130.134	4369.200	O.K	2347.275	3773.400	O.K
5	2181.580	4369.200	O.K	2393.211	3773.400	O.K
6	2012.308	4369.200	O.K	2034.099	3574.800	O.K
7	2127.347	4369.200	O.K	2237.897	3773.400	O.K
8	2077.188	4369.200	O.K	2295.328	3574.800	O.K
9	2088.472	4369.200	O.K	2170.177	3773.400	O.K
10	2097.446	4369.200	O.K	1774.741	3773.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	865.205	3674.300	O.K	840.351	3674.300	O.K
2	866.500	3674.300	O.K	842.439	3674.300	O.K
3	867.377	3674.300	O.K	885.285	3674.300	O.K
4	866.750	3674.300	O.K	842.774	3674.300	O.K
5	865.622	3674.300	O.K	840.977	3674.300	O.K
6	865.038	3674.300	O.K	840.226	3674.300	O.K
7	866.416	3674.300	O.K	842.607	3674.300	O.K
8	867.377	3674.300	O.K	885.285	3674.300	O.K
9	866.750	3674.300	O.K	842.523	3674.300	O.K
10	865.748	3674.300	O.K	840.267	3674.300	O.K

12.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 3

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1274.681 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 207.650 / 1.33 = 156.128 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 156.128 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 11.825 / 3.334 = 3.547 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (11.825 / 3.334)] x 3.334 = 11.0 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 10.971 x 72.624 / 2 / 2EA / 1.25 = 159.351 kN

  Hy2 = 201.950 / 1.33 = 151.842 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 159.351 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 600.000 mm　　b1y = 550.000 mm

b2x = 910.687 mm　　b2y = 1340.079 mm

bcx = 2 x b2x = 1821.373 mm < 5 x b1x = 3000.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2680.158 mm < 5 x b1y = 2750.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 600.000/1821.373) x 1274.681 x 10^3 /180.000

= 1187.185 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 550.000/2680.158) x 1274.681 x 10^3 /180.000

= 1407.085 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 156.128 x 10^3 / 180.000

= 867.377 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 159.351 x 10^3 / 180.000

= 885.285 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 600.000 + 1340.079 = 1940.079 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 910.687 mm가 Bxo/2 = 970.040 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 910.687 + (600.000+1340.079)/2 = 1880.726 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 550.000 + 910.687 = 1460.687 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1407.085 + 885.285 = 2292.370 mm^2

Bxo = 1880.726 mm 범위내에서 H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1187.185 + 867.377 = 2054.562 mm^2

Byo = 1460.687 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

12.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 3

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 159.351 x 10^3 / 180.000 = 885.285 mm^2

사용철근 : H13 - 19 EA + H13 - 11 EA

As = 126.700 x 19 + 126.700 x 11 = 3674.300 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 156.128 x 10^3 / 180.000 = 867.377 mm^2

사용철근 : H13 - 19 EA + H13 - 11 EA

As = 126.700 x 19 + 126.700 x 11 = 3674.300 mm^2 ∴ O.K

13. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

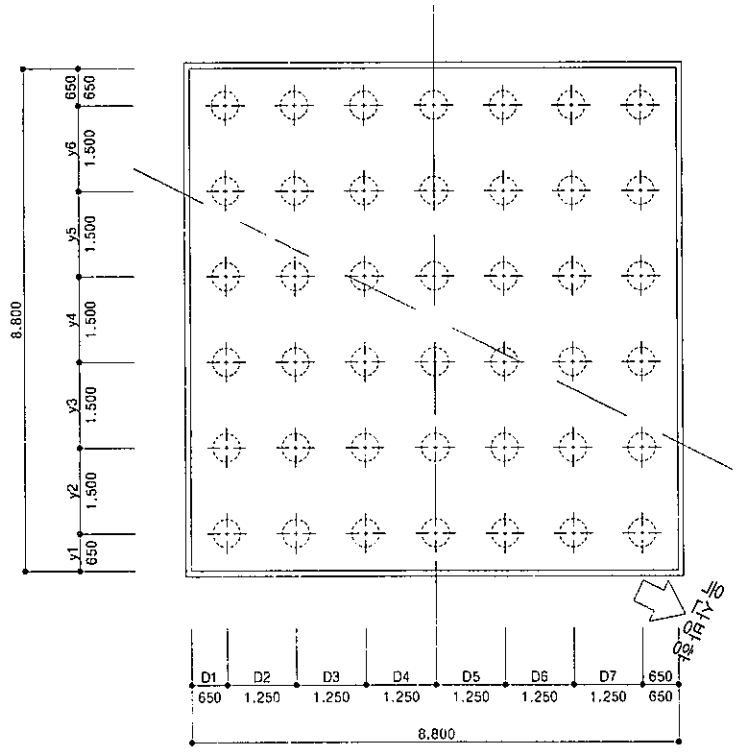
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 30
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	19190.120	274.074	4815.622	SV005
	COMBO 2	15852.537	1439.212	11205.484	SV026
	COMBO 3	15852.537	1439.212	11205.484	SV026
	COMBO 4	15852.537	2270.000	24240.229	SV022
계수하중	COMBO 1	27784.101	0.000	1987.004	UL001
	COMBO 2	19023.044	1727.054	13446.580	UL026
	COMBO 3	14267.283	1727.054	12910.411	UE026
	COMBO 4	15852.537	2270.000	24240.229	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	825603.7	1465210.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1123481.5	-1646840.1
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13155860.9	13155860.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	89393003.9	90037307.3
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0004123	0.0014587	0.0000591	COMBO 1	0.0000308	0.0021119	0.0000226
COMBO 2	0.0019471	0.0012050	0.0001498	COMBO 2	0.0023365	0.0014460	0.0001798
COMBO 3	0.0019471	0.0012050	0.0001498	COMBO 3	0.0023282	0.0010845	0.0001737
COMBO 4	0.0018907	0.0012050	0.0003038	COMBO 4	0.0018907	0.0012050	0.0003038

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.947 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토서

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0004123	0.0016801	0.0000591	526.272	6.526	-6.730
	2	0.0004123	0.0015915	0.0000591	498.526	6.526	-6.730
	3	0.0004123	0.0015030	0.0000591	470.781	6.526	-6.730
	4	0.0004123	0.0014144	0.0000591	443.035	6.526	-6.730
	5	0.0004123	0.0013258	0.0000591	415.289	6.526	-6.730
	6	0.0004123	0.0012372	0.0000591	387.543	6.526	-6.730
COMBO 2	1	0.0019471	0.0017668	0.0001498	553.427	34.267	-41.177
	2	0.0019471	0.0015421	0.0001498	483.032	34.267	-41.177
	3	0.0019471	0.0013173	0.0001498	412.638	34.267	-41.177
	4	0.0019471	0.0010926	0.0001498	342.244	34.267	-41.177
	5	0.0019471	0.0008679	0.0001498	271.850	34.267	-41.177
	6	0.0019471	0.0006431	0.0001498	201.456	34.267	-41.177
COMBO 3	1	0.0019471	0.0017668	0.0001498	553.427	34.267	-41.177
	2	0.0019471	0.0015421	0.0001498	483.032	34.267	-41.177
	3	0.0019471	0.0013173	0.0001498	412.638	34.267	-41.177
	4	0.0019471	0.0010926	0.0001498	342.244	34.267	-41.177
	5	0.0019471	0.0008679	0.0001498	271.850	34.267	-41.177
	6	0.0019471	0.0006431	0.0001498	201.456	34.267	-41.177
COMBO 4	1	0.0018907	0.0023443	0.0003038	734.302	54.048	-47.358
	2	0.0018907	0.0018885	0.0003038	591.558	54.048	-47.358
	3	0.0018907	0.0014328	0.0003038	448.814	54.048	-47.358
	4	0.0018907	0.0009771	0.0003038	306.069	54.048	-47.358
	5	0.0018907	0.0005214	0.0003038	163.325	54.048	-47.358
	6	0.0018907	0.0000657	0.0003038	20.580	54.048	-47.358

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000308	0.0021967	0.0000226	688.090	0.000	0.823
	2	0.0000308	0.0021628	0.0000226	677.464	0.000	0.823
	3	0.0000308	0.0021289	0.0000226	666.839	0.000	0.823
	4	0.0000308	0.0020950	0.0000226	656.213	0.000	0.823
	5	0.0000308	0.0020610	0.0000226	645.588	0.000	0.823
	6	0.0000308	0.0020271	0.0000226	634.963	0.000	0.823
COMBO 2	1	0.0023365	0.0021202	0.0001798	664.112	41.120	-49.412
	2	0.0023365	0.0018505	0.0001798	579.639	41.120	-49.412
	3	0.0023365	0.0015808	0.0001798	495.166	41.120	-49.412
	4	0.0023365	0.0013111	0.0001798	410.693	41.120	-49.412
	5	0.0023365	0.0010415	0.0001798	326.220	41.120	-49.412
	6	0.0023365	0.0007718	0.0001798	241.747	41.120	-49.412
COMBO 3	1	0.0023282	0.0017358	0.0001737	543.712	41.120	-49.634
	2	0.0023282	0.0014753	0.0001737	462.106	41.120	-49.634
	3	0.0023282	0.0012147	0.0001737	380.500	41.120	-49.634
	4	0.0023282	0.0009542	0.0001737	298.894	41.120	-49.634
	5	0.0023282	0.0006937	0.0001737	217.289	41.120	-49.634
	6	0.0023282	0.0004332	0.0001737	135.683	41.120	-49.634
COMBO 4	1	0.0018907	0.0023443	0.0003038	734.302	54.048	-47.358
	2	0.0018907	0.0018885	0.0003038	591.558	54.048	-47.358
	3	0.0018907	0.0014328	0.0003038	448.814	54.048	-47.358
	4	0.0018907	0.0009771	0.0003038	306.069	54.048	-47.358
	5	0.0018907	0.0005214	0.0003038	163.325	54.048	-47.358
	6	0.0018907	0.0000657	0.0003038	20.580	54.048	-47.358

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	526.272	6.526	-6.730	7
	2	2.250	0	498.526	6.526	-6.730	7
	3	0.750	0	470.781	6.526	-6.730	7
	4	-0.750	0	443.035	6.526	-6.730	7
	5	-2.250	0	415.289	6.526	-6.730	7
	6	-3.750	0	387.543	6.526	-6.730	7
	계			19190.120	274.074	4815.622	42
COMBO 2	1	3.750	0	553.427	34.267	-41.177	7
	2	2.250	0	483.032	34.267	-41.177	7
	3	0.750	0	412.638	34.267	-41.177	7
	4	-0.750	0	342.244	34.267	-41.177	7
	5	-2.250	0	271.850	34.267	-41.177	7
	6	-3.750	0	201.456	34.267	-41.177	7
	계			15852.537	1439.212	11205.484	42
COMBO 3	1	3.750	0	553.427	34.267	-41.177	7
	2	2.250	0	483.032	34.267	-41.177	7
	3	0.750	0	412.638	34.267	-41.177	7
	4	-0.750	0	342.244	34.267	-41.177	7
	5	-2.250	0	271.850	34.267	-41.177	7
	6	-3.750	0	201.456	34.267	-41.177	7
	계			15852.537	1439.212	11205.484	42
COMBO 4	1	3.750	0	734.302	54.048	-47.358	7
	2	2.250	0	591.558	54.048	-47.358	7
	3	0.750	0	448.814	54.048	-47.358	7
	4	-0.750	0	306.069	54.048	-47.358	7
	5	-2.250	0	163.325	54.048	-47.358	7
	6	-3.750	0	20.580	54.048	-47.358	7
	계			15852.537	2270.000	24240.229	42

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	분수
COMBO 1	1	3.750	0	688.090	0.000	0.823	7
	2	2.250	0	677.464	0.000	0.823	7
	3	0.750	0	666.839	0.000	0.823	7
	4	-0.750	0	656.213	0.000	0.823	7
	5	-2.250	0	645.588	0.000	0.823	7
	6	-3.750	0	634.963	0.000	0.823	7
	계			27784.101	0.000	1987.004	42
COMBO 2	1	3.750	0	664.112	41.120	-49.412	7
	2	2.250	0	579.639	41.120	-49.412	7
	3	0.750	0	495.166	41.120	-49.412	7
	4	-0.750	0	410.693	41.120	-49.412	7
	5	-2.250	0	326.220	41.120	-49.412	7
	6	-3.750	0	241.747	41.120	-49.412	7
	계			19023.044	1727.054	13446.580	42
COMBO 3	1	3.750	0	543.712	41.120	-49.634	7
	2	2.250	0	462.106	41.120	-49.634	7
	3	0.750	0	380.500	41.120	-49.634	7
	4	-0.750	0	298.894	41.120	-49.634	7
	5	-2.250	0	217.289	41.120	-49.634	7
	6	-3.750	0	135.683	41.120	-49.634	7
	계			14267.283	1727.054	12910.411	42
COMBO 4	1	3.750	0	734.302	54.048	-47.358	7
	2	2.250	0	591.558	54.048	-47.358	7
	3	0.750	0	448.814	54.048	-47.358	7
	4	-0.750	0	306.069	54.048	-47.358	7
	5	-2.250	0	163.325	54.048	-47.358	7
	6	-3.750	0	20.580	54.048	-47.358	7
	계			15852.537	2270.000	24240.229	42

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

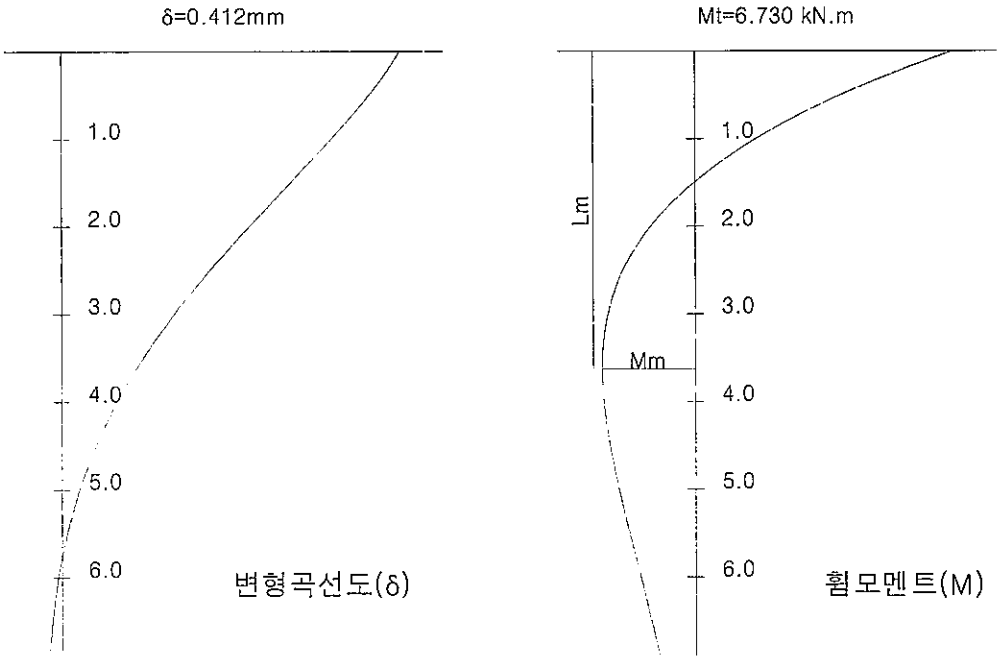
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.408 kN.m, 3.629 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.412 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.412 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	6.730	-6.526	0.412	
0.460	4.036	-5.208	0.379	
0.920	1.920	-4.017	0.337	
1.380	0.318	-2.974	0.291	
1.840	-0.840	-2.086	0.244	
2.300	-1.625	-1.353	0.198	
2.760	-2.107	-0.764	0.157	
3.220	-2.348	-0.308	0.119	
3.680	-2.408	0.033	0.087	
4.140	-2.334	0.274	0.059	
4.600	-2.168	0.433	0.037	
5.060	-1.946	0.525	0.019	
5.520	-1.693	0.566	0.006	
5.980	-1.431	0.567	-0.004	
6.440	-1.175	0.541	-0.011	
6.900	-0.936	0.496	-0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : SV026

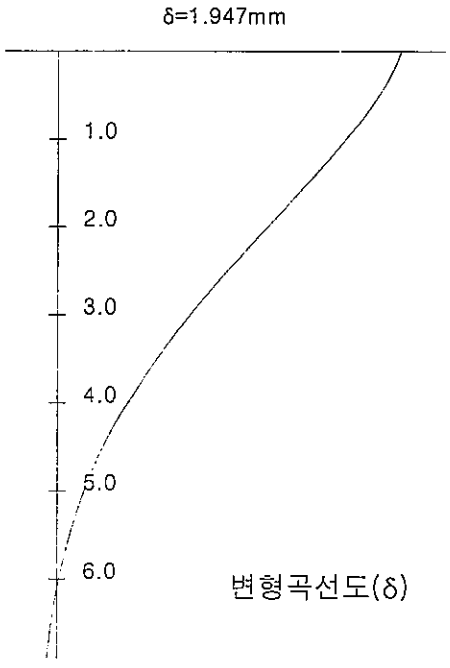
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

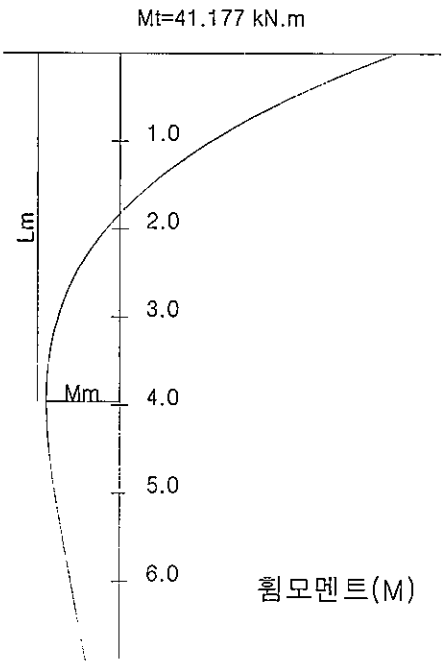
- 최대모멘트 및 깊이 : -10.965 kN.m, 3.958 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.947 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.947 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	41.177	-34.267	1.947	
0.460	26.879	-27.957	1.840	
0.920	15.386	-22.107	1.674	
1.380	6.446	-16.869	1.475	
1.840	-0.240	-12.319	1.262	
2.300	-4.997	-8.480	1.050	
2.760	-8.148	-5.333	0.847	
3.220	-10.002	-2.832	0.662	
3.680	-10.842	-0.911	0.498	
4.140	-10.918	0.503	0.357	
4.600	-10.445	1.487	0.239	
5.060	-9.604	2.117	0.144	
5.520	-8.541	2.464	0.069	
5.980	-7.370	2.593	0.012	
6.440	-6.180	2.560	-0.029	
6.900	-5.033	2.412	-0.057	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 3 : SV026

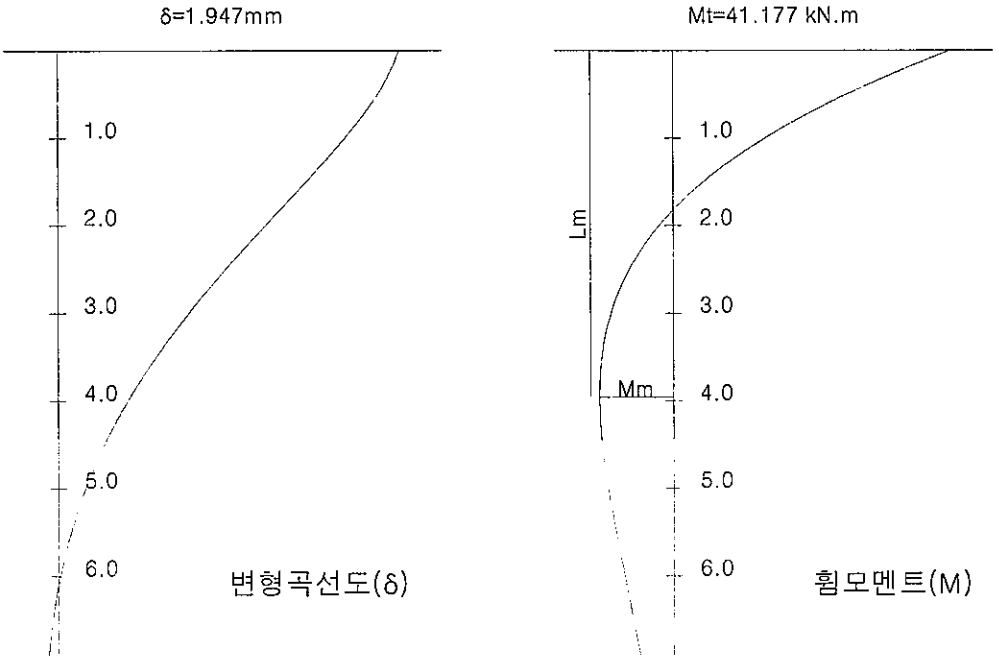
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.965 kN.m, 3.958 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.947 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.947 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	41.177	-34.267	1.947	
0.460	26.879	-27.957	1.840	
0.920	15.386	-22.107	1.674	
1.380	6.446	-16.869	1.475	
1.840	-0.240	-12.319	1.262	
2.300	-4.997	-8.480	1.050	
2.760	-8.148	-5.333	0.847	
3.220	-10.002	-2.832	0.662	
3.680	-10.842	-0.911	0.498	
4.140	-10.918	0.503	0.357	
4.600	-10.445	1.487	0.239	
5.060	-9.604	2.117	0.144	
5.520	-8.541	2.464	0.069	
5.980	-7.370	2.593	0.012	
6.440	-6.180	2.560	-0.029	
6.900	-5.033	2.412	-0.057	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SV022

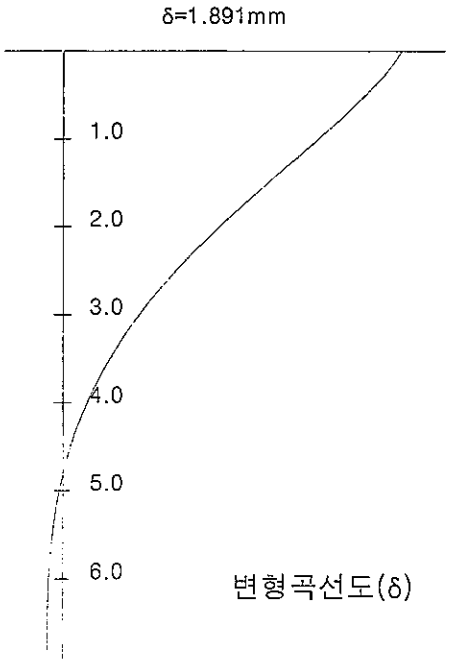
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

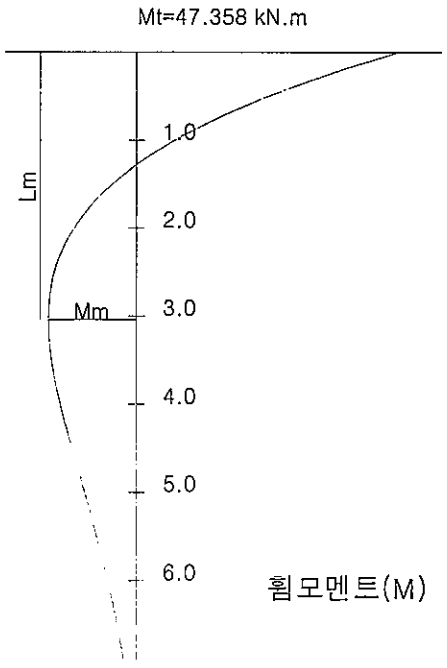
- 최대모멘트 및 깊이 : -16.064 kN.m, 3.043 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.891 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.891 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	47.358	-54.048	1.891	
0.460	25.512	-41.154	1.709	
0.920	9.262	-29.782	1.471	
1.380	-2.163	-20.197	1.213	
1.840	-9.603	-12.453	0.959	
2.300	-13.888	-6.460	0.725	
2.760	-15.787	-2.038	0.519	
3.220	-15.970	1.037	0.348	
3.680	-15.002	3.009	0.210	
4.140	-13.335	4.113	0.104	
4.600	-11.318	4.566	0.027	
5.060	-9.205	4.554	-0.026	
5.520	-7.174	4.236	-0.060	
5.980	-5.336	3.736	-0.078	
6.440	-3.751	3.149	-0.085	
6.900	-2.442	2.544	-0.084	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UL026

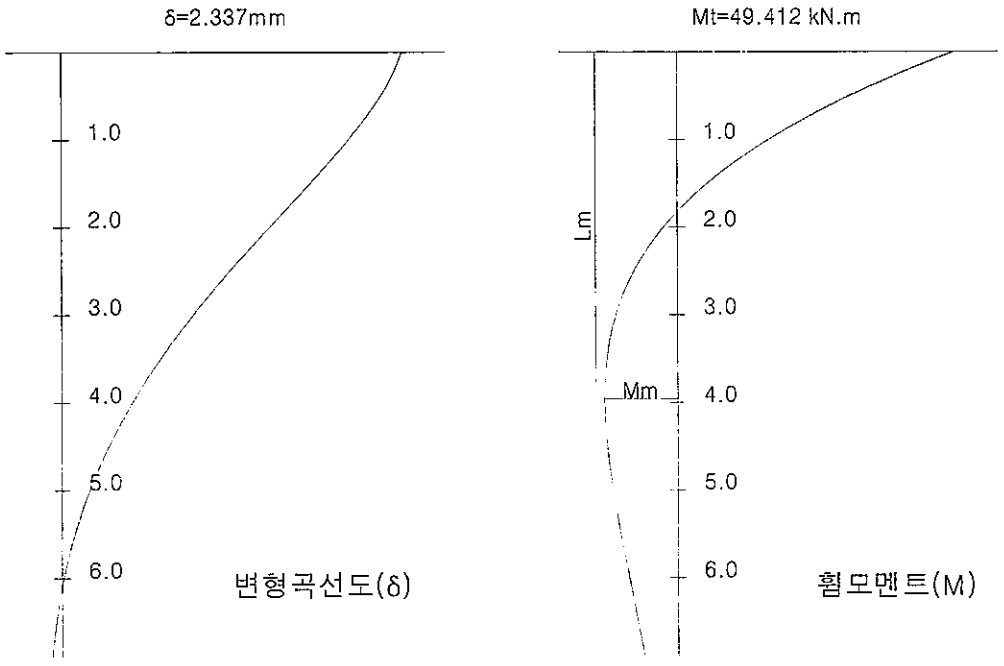
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.158 kN.m, 3.958 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.337 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.337 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	49.412	-41.120	2.337	
0.460	32.255	-33.548	2.207	
0.920	18.463	-26.529	2.009	
1.380	7.736	-20.243	1.770	
1.840	-0.288	-14.783	1.515	
2.300	-5.996	-10.176	1.260	
2.760	-9.778	-6.400	1.017	
3.220	-12.003	-3.398	0.794	
3.680	-13.010	-1.093	0.598	
4.140	-13.101	0.604	0.428	
4.600	-12.534	1.784	0.287	
5.060	-11.525	2.540	0.172	
5.520	-10.249	2.957	0.082	
5.980	-8.845	3.111	0.014	
6.440	-7.416	3.071	-0.035	
6.900	-6.040	2.895	-0.069	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE026

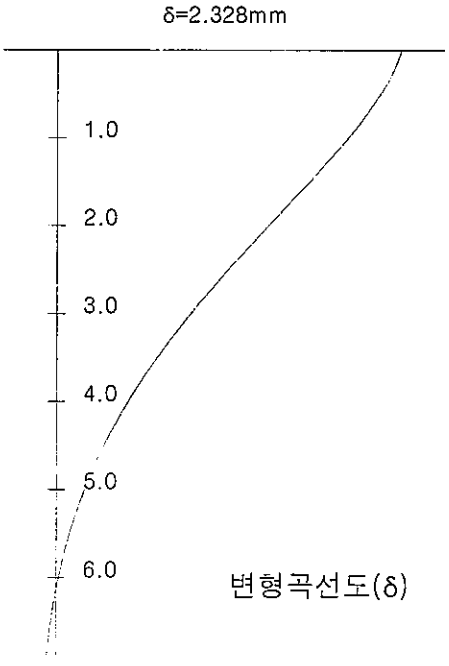
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

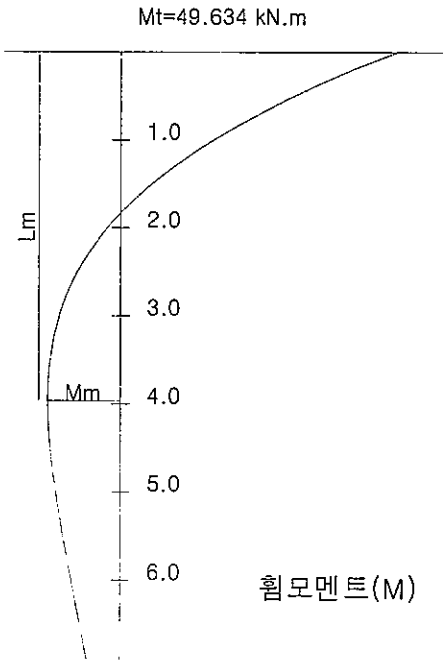
- 최대모멘트 및 깊이 : -13.100 kN.m, 3.969 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.328 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.328 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	49.634	-41.120	2.328	
0.460	32.471	-33.571	2.202	
0.920	18.665	-26.567	2.005	
1.380	7.918	-20.291	1.768	
1.840	-0.129	-14.835	1.514	
2.300	-5.861	-10.229	1.260	
2.760	-9.667	-6.450	1.018	
3.220	-11.914	-3.444	0.796	
3.680	-12.942	-1.134	0.599	
4.140	-13.051	0.568	0.430	
4.600	-12.498	1.755	0.289	
5.060	-11.502	2.516	0.174	
5.520	-10.236	2.938	0.084	
5.980	-8.839	3.097	0.015	
6.440	-7.416	3.061	-0.034	
6.900	-6.044	2.887	-0.068	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 4 : UL022

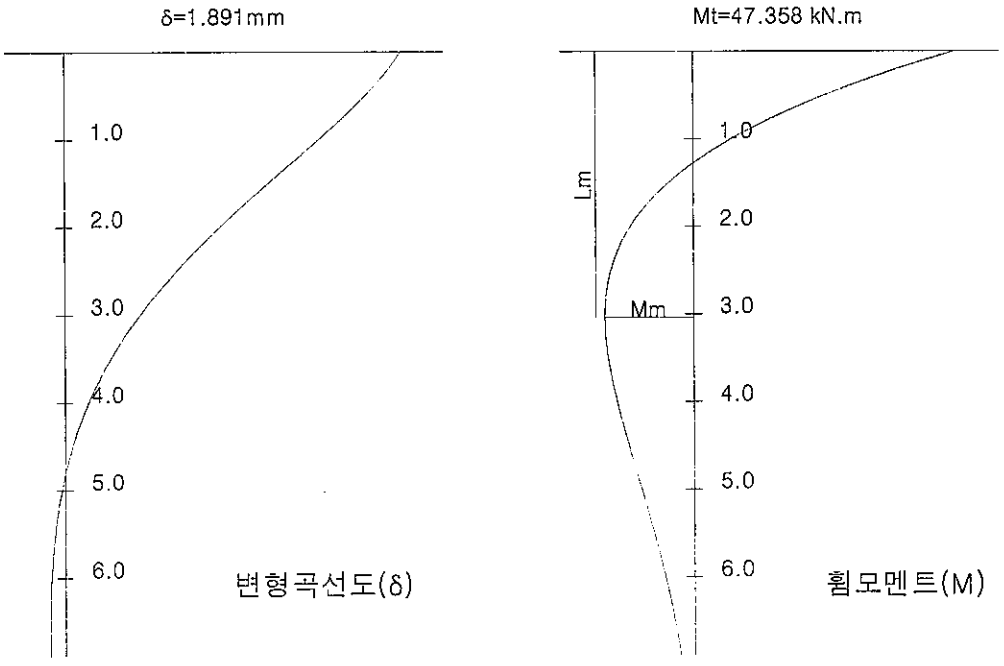
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.064 kN.m, 3.043 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.891 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.891 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	47.358	-54.048	1.891	
0.460	25.512	-41.154	1.709	
0.920	9.262	-29.782	1.471	
1.380	-2.163	-20.197	1.213	
1.840	-9.603	-12.453	0.959	
2.300	-13.888	-6.460	0.725	
2.760	-15.787	-2.038	0.519	
3.220	-15.970	1.037	0.348	
3.680	-15.002	3.009	0.210	
4.140	-13.335	4.113	0.104	
4.600	-11.318	4.566	0.027	
5.060	-9.205	4.554	-0.026	
5.520	-7.174	4.236	-0.060	
5.980	-5.336	3.736	-0.078	
6.440	-3.751	3.149	-0.085	
6.900	-2.442	2.544	-0.084	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	412801.9	732605.1
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13155860.9	13155860.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	86335337.0	86335337.0
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0006639	0.0014587	0.0000558	COMBO 1	0.0000000	0.0021119	0.0000230
COMBO 2	0.0034864	0.0012050	0.0001298	COMBO 2	0.0041837	0.0014460	0.0001557
COMBO 3	0.0034864	0.0012050	0.0001298	COMBO 3	0.0041837	0.0010845	0.0001495
COMBO 4	0.0030985	0.0012050	0.0002808	COMBO 4	0.0030985	0.0012050	0.0002808

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.486 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0006639	0.0016678	0.0000558	522.426	6.526	0.000
	2	0.0006639	0.0015842	0.0000558	496.219	6.526	0.000
	3	0.0006639	0.0015005	0.0000558	470.011	6.526	0.000
	4	0.0006639	0.0014168	0.0000558	443.804	6.526	0.000
	5	0.0006639	0.0013332	0.0000558	417.596	6.526	0.000
	6	0.0006639	0.0012495	0.0000558	391.389	6.526	0.000
COMBO 2	1	0.0034864	0.0016917	0.0001298	529.897	34.267	0.000
	2	0.0034864	0.0014970	0.0001298	468.915	34.267	0.000
	3	0.0034864	0.0013023	0.0001298	407.932	34.267	0.000
	4	0.0034864	0.0011076	0.0001298	346.950	34.267	0.000
	5	0.0034864	0.0009130	0.0001298	285.968	34.267	0.000
	6	0.0034864	0.0007183	0.0001298	224.986	34.267	0.000
COMBO 3	1	0.0034864	0.0016917	0.0001298	529.897	34.267	0.000
	2	0.0034864	0.0014970	0.0001298	468.915	34.267	0.000
	3	0.0034864	0.0013023	0.0001298	407.932	34.267	0.000
	4	0.0034864	0.0011076	0.0001298	346.950	34.267	0.000
	5	0.0034864	0.0009130	0.0001298	285.968	34.267	0.000
	6	0.0034864	0.0007183	0.0001298	224.986	34.267	0.000
COMBO 4	1	0.0030985	0.0022579	0.0002808	707.240	54.048	0.000
	2	0.0030985	0.0018367	0.0002808	575.321	54.048	0.000
	3	0.0030985	0.0014156	0.0002808	443.401	54.048	0.000
	4	0.0030985	0.0009944	0.0002808	311.482	54.048	0.000
	5	0.0030985	0.0005733	0.0002808	179.562	54.048	0.000
	6	0.0030985	0.0001521	0.0002808	47.642	54.048	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0021982	0.0000230	688.560	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0021637	0.0000230	677.747	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0021292	0.0000230	666.933	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0020947	0.0000230	656.119	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0020601	0.0000230	645.306	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0020256	0.0000230	634.492	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0041837	0.0020300	0.0001557	635.876	41.120	0.000
	2	0.0041837	0.0017964	0.0001557	562.698	41.120	0.000
	3	0.0041837	0.0015628	0.0001557	489.519	41.120	0.000
	4	0.0041837	0.0013292	0.0001557	416.340	41.120	0.000
	5	0.0041837	0.0010955	0.0001557	343.162	41.120	0.000
	6	0.0041837	0.0008619	0.0001557	269.983	41.120	0.000
COMBO 3	1	0.0041837	0.0016452	0.0001495	515.349	41.120	0.000
	2	0.0041837	0.0014209	0.0001495	445.088	41.120	0.000
	3	0.0041837	0.0011966	0.0001495	374.828	41.120	0.000
	4	0.0041837	0.0009723	0.0001495	304.567	41.120	0.000
	5	0.0041837	0.0007480	0.0001495	234.306	41.120	0.000
	6	0.0041837	0.0005237	0.0001495	164.045	41.120	0.000
COMBO 4	1	0.0030985	0.0022579	0.0002808	707.240	54.048	0.000
	2	0.0030985	0.0018367	0.0002808	575.321	54.048	0.000
	3	0.0030985	0.0014156	0.0002808	443.401	54.048	0.000
	4	0.0030985	0.0009944	0.0002808	311.482	54.048	0.000
	5	0.0030985	0.0005733	0.0002808	179.562	54.048	0.000
	6	0.0030985	0.0001521	0.0002808	47.642	54.048	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	522.426	6.526	0.000	7
	2	2.250	0	496.219	6.526	0.000	7
	3	0.750	0	470.011	6.526	0.000	7
	4	-0.750	0	443.804	6.526	0.000	7
	5	-2.250	0	417.596	6.526	0.000	7
	6	-3.750	0	391.389	6.526	0.000	7
	계			19190.120	274.074	0.000	42
COMBO 2	1	3.750	0	529.897	34.267	0.000	7
	2	2.250	0	468.915	34.267	0.000	7
	3	0.750	0	407.932	34.267	0.000	7
	4	-0.750	0	346.950	34.267	0.000	7
	5	-2.250	0	285.968	34.267	0.000	7
	6	-3.750	0	224.986	34.267	0.000	7
	계			15852.537	1439.212	0.000	42
COMBO 3	1	3.750	0	529.897	34.267	0.000	7
	2	2.250	0	468.915	34.267	0.000	7
	3	0.750	0	407.932	34.267	0.000	7
	4	-0.750	0	346.950	34.267	0.000	7
	5	-2.250	0	285.968	34.267	0.000	7
	6	-3.750	0	224.986	34.267	0.000	7
	계			15852.537	1439.212	0.000	42
COMBO 4	1	3.750	0	707.240	54.048	0.000	7
	2	2.250	0	575.321	54.048	0.000	7
	3	0.750	0	443.401	54.048	0.000	7
	4	-0.750	0	311.482	54.048	0.000	7
	5	-2.250	0	179.562	54.048	0.000	7
	6	-3.750	0	47.642	54.048	0.000	7
	계			15852.537	2270.000	0.000	42

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	688.560	0.000	0.000	7
	2	2.250	0	677.747	0.000	0.000	7
	3	0.750	0	666.933	0.000	0.000	7
	4	-0.750	0	656.119	0.000	0.000	7
	5	-2.250	0	645.306	0.000	0.000	7
	6	-3.750	0	634.492	0.000	0.000	7
	계			27784.101	0.000	0.000	42
COMBO 2	1	3.750	0	635.876	41.120	0.000	7
	2	2.250	0	562.698	41.120	0.000	7
	3	0.750	0	489.519	41.120	0.000	7
	4	-0.750	0	416.340	41.120	0.000	7
	5	-2.250	0	343.162	41.120	0.000	7
	6	-3.750	0	269.983	41.120	0.000	7
	계			19023.044	1727.054	0.000	42
COMBO 3	1	3.750	0	515.349	41.120	0.000	7
	2	2.250	0	445.088	41.120	0.000	7
	3	0.750	0	374.828	41.120	0.000	7
	4	-0.750	0	304.567	41.120	0.000	7
	5	-2.250	0	234.306	41.120	0.000	7
	6	-3.750	0	164.045	41.120	0.000	7
	계			14267.283	1727.054	0.000	42
COMBO 4	1	3.750	0	707.240	54.048	0.000	7
	2	2.250	0	575.321	54.048	0.000	7
	3	0.750	0	443.401	54.048	0.000	7
	4	-0.750	0	311.482	54.048	0.000	7
	5	-2.250	0	179.562	54.048	0.000	7
	6	-3.750	0	47.642	54.048	0.000	7
	계			15852.537	2270.000	0.000	42

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV005

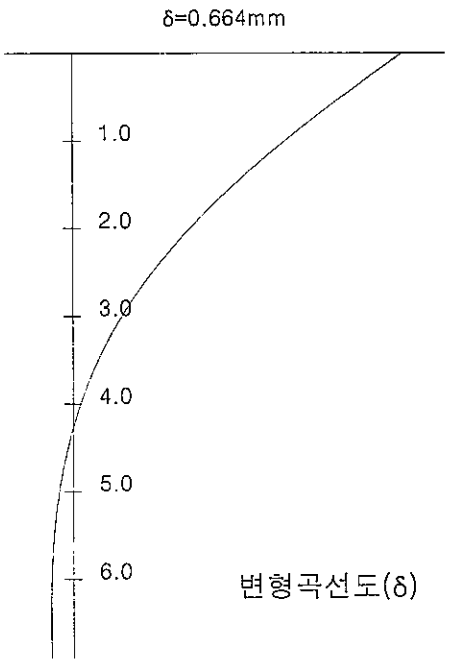
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

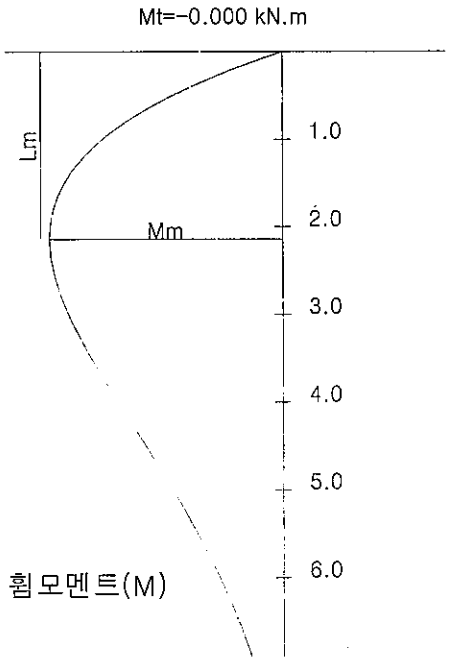
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.726 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.664 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.664 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-6.526	0.664	
0.460	-2.523	-4.505	0.553	
0.920	-4.200	-2.847	0.447	
1.380	-5.194	-1.527	0.350	
1.840	-5.652	-0.512	0.263	
2.300	-5.706	0.236	0.189	
2.760	-5.469	0.759	0.127	
3.220	-5.037	1.095	0.077	
3.680	-4.485	1.282	0.037	
4.140	-3.875	1.353	0.007	
4.600	-3.253	1.339	-0.015	
5.060	-2.653	1.264	-0.029	
5.520	-2.096	1.149	-0.039	
5.980	-1.599	1.012	-0.043	
6.440	-1.166	0.866	-0.044	
6.900	-0.802	0.720	-0.043	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV026

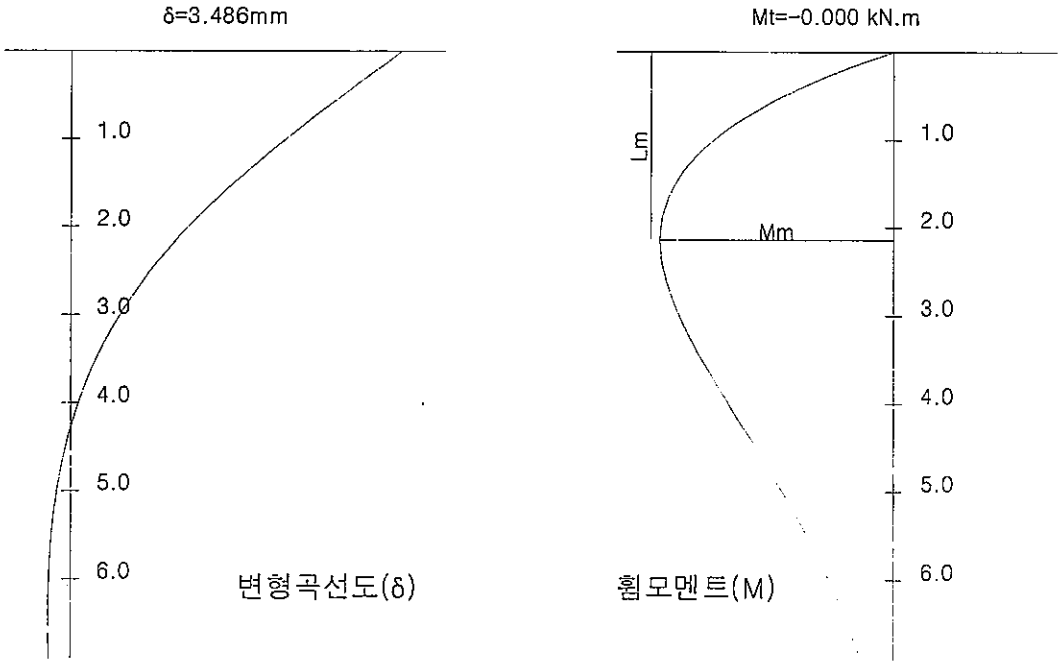
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.067 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.486 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.486 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-34.267	3.486	
0.460	-13.248	-23.658	2.902	
0.920	-22.057	-14.951	2.346	
1.380	-27.275	-8.019	1.836	
1.840	-29.681	-2.689	1.383	
2.300	-29.964	1.242	0.994	
2.760	-28.720	3.985	0.668	
3.220	-26.448	5.750	0.404	
3.680	-23.551	6.730	0.196	
4.140	-20.348	7.105	0.038	
4.600	-17.083	7.030	-0.077	
5.060	-13.930	6.637	-0.154	
5.520	-11.009	6.036	-0.203	
5.980	-8.395	5.317	-0.227	
6.440	-6.125	4.547	-0.234	
6.900	-4.211	3.779	-0.227	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV026

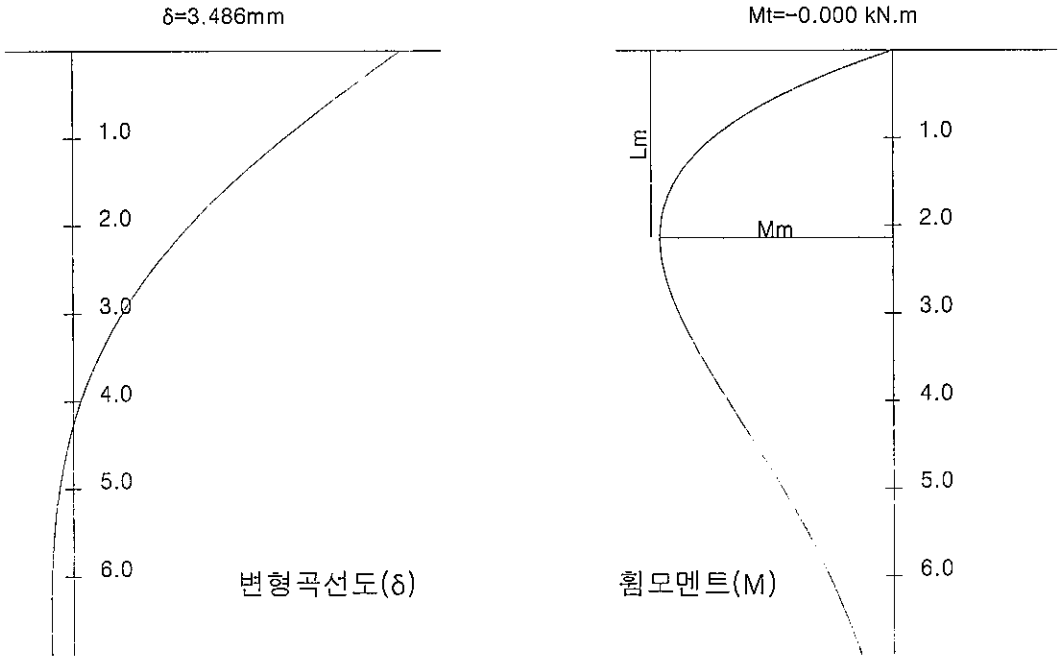
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.067 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.486 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.486 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-34.267	3.486	
0.460	-13.248	-23.658	2.902	
0.920	-22.057	-14.951	2.346	
1.380	-27.275	-8.019	1.836	
1.840	-29.681	-2.689	1.383	
2.300	-29.964	1.242	0.994	
2.760	-28.720	3.985	0.668	
3.220	-26.448	5.750	0.404	
3.680	-23.551	6.730	0.196	
4.140	-20.348	7.105	0.038	
4.600	-17.083	7.030	-0.077	
5.060	-13.930	6.637	-0.154	
5.520	-11.009	6.036	-0.203	
5.980	-8.395	5.317	-0.227	
6.440	-6.125	4.547	-0.234	
6.900	-4.211	3.779	-0.227	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : SV022

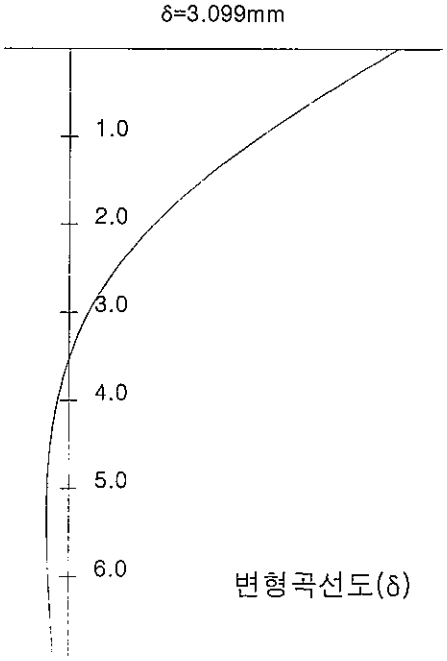
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

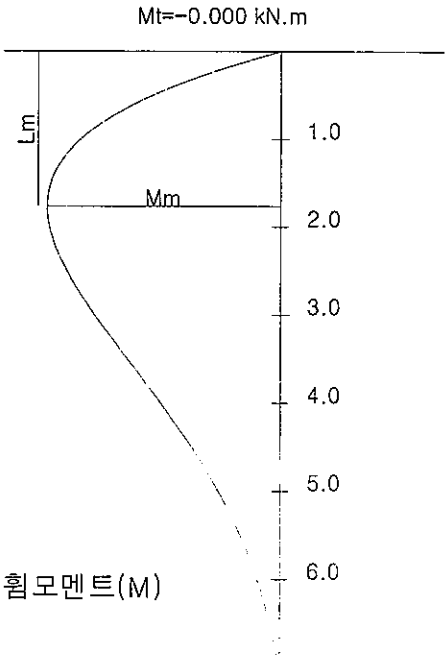
- 최대모멘트 및 깊이 : -39.170 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.099 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.099 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-54.048	3.099	
0.460	-20.120	-34.176	2.472	
0.920	-32.109	-18.647	1.888	
1.380	-37.880	-7.060	1.371	
1.840	-39.128	1.117	0.934	
2.300	-37.285	6.471	0.580	
2.760	-33.517	9.586	0.305	
3.220	-28.727	11.000	0.102	
3.680	-23.585	11.188	-0.040	
4.140	-18.560	10.550	-0.131	
4.600	-13.956	9.406	-0.183	
5.060	-9.946	8.004	-0.205	
5.520	-6.604	6.527	-0.206	
5.980	-3.934	5.100	-0.192	
6.440	-1.892	3.805	-0.170	
6.900	-0.406	2.684	-0.144	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UL026

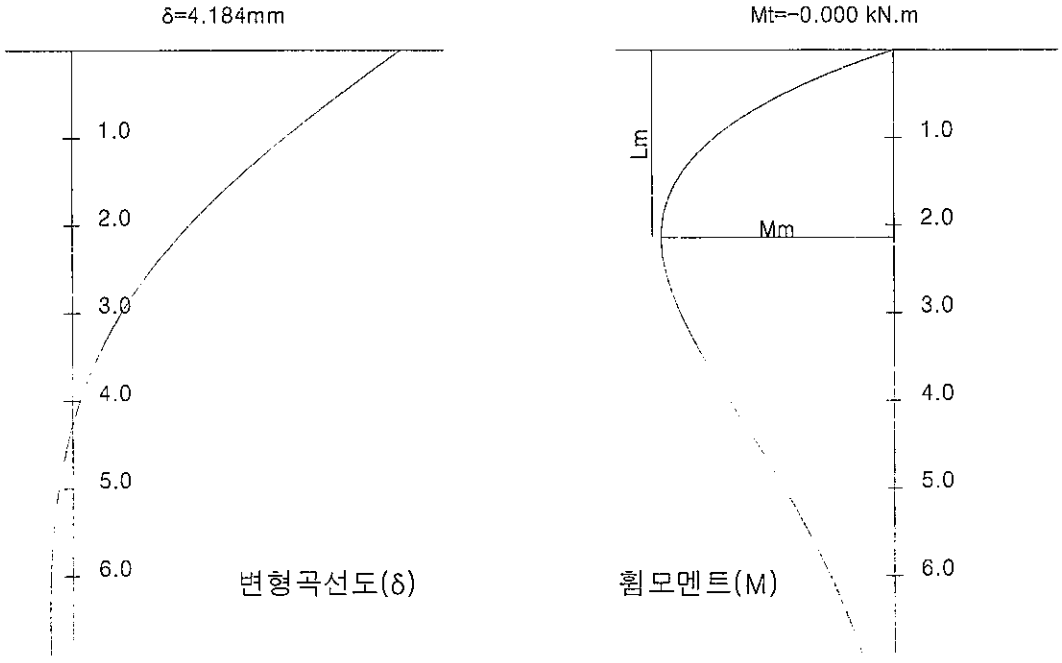
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.080 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.184 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.184 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.120	4.184	
0.460	-15.898	-28.390	3.483	
0.920	-26.469	-17.941	2.815	
1.380	-32.731	-9.623	2.203	
1.840	-35.617	-3.227	1.660	
2.300	-35.957	1.490	1.193	
2.760	-34.464	4.782	0.802	
3.220	-31.737	6.900	0.484	
3.680	-28.261	8.077	0.235	
4.140	-24.418	8.526	0.045	
4.600	-20.499	8.436	-0.092	
5.060	-16.716	7.964	-0.185	
5.520	-13.211	7.243	-0.243	
5.980	-10.074	6.380	-0.273	
6.440	-7.350	5.456	-0.280	
6.900	-5.053	4.534	-0.272	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE026

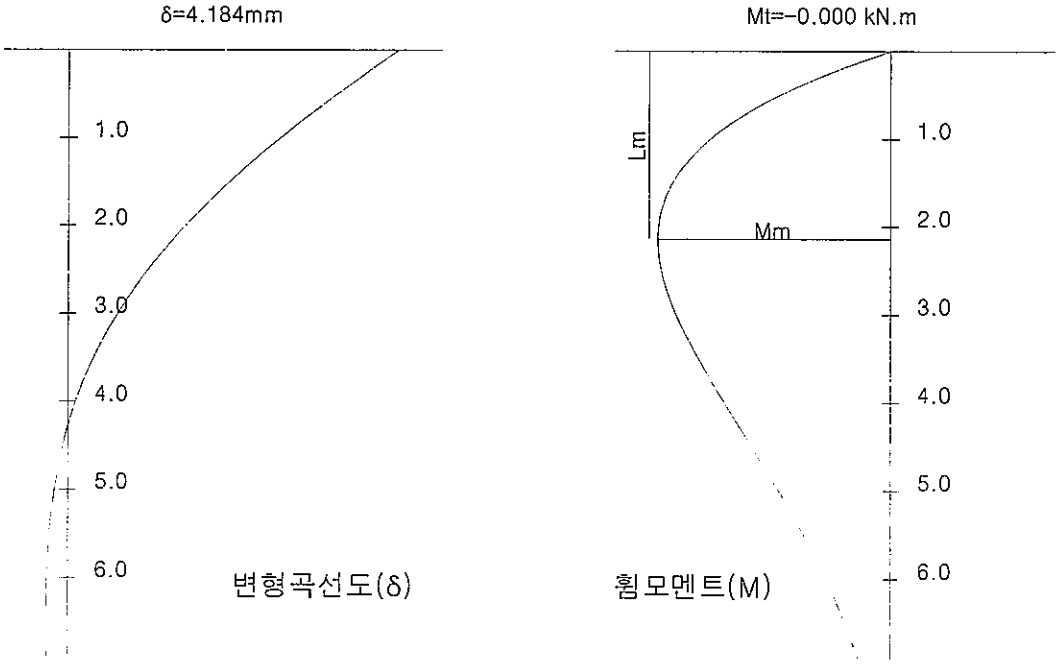
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.080 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.184 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.184 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-41.120	4.184	
0.460	-15.898	-28.390	3.483	
0.920	-26.469	-17.941	2.815	
1.380	-32.731	-9.623	2.203	
1.840	-35.617	-3.227	1.660	
2.300	-35.957	1.490	1.193	
2.760	-34.464	4.782	0.802	
3.220	-31.737	6.900	0.484	
3.680	-28.261	8.077	0.235	
4.140	-24.418	8.526	0.045	
4.600	-20.499	8.436	-0.092	
5.060	-16.716	7.964	-0.185	
5.520	-13.211	7.243	-0.243	
5.980	-10.074	6.380	-0.273	
6.440	-7.350	5.456	-0.280	
6.900	-5.053	4.534	-0.272	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 4 : UL022

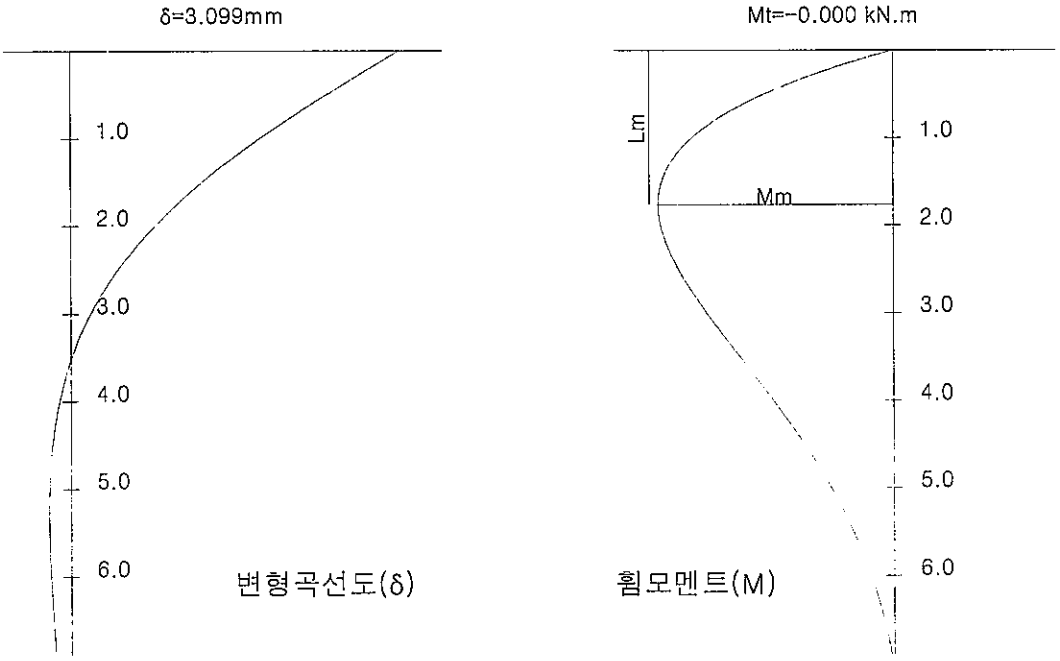
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -39.170 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.099 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.099 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-54.048	3.099	
0.460	-20.120	-34.176	2.472	
0.920	-32.109	-18.647	1.888	
1.380	-37.880	-7.060	1.371	
1.840	-39.128	1.117	0.934	
2.300	-37.285	6.471	0.580	
2.760	-33.517	9.586	0.305	
3.220	-28.727	11.000	0.102	
3.680	-23.585	11.188	-0.040	
4.140	-18.560	10.550	-0.131	
4.600	-13.956	9.406	-0.183	
5.060	-9.946	8.004	-0.205	
5.520	-6.604	6.527	-0.206	
5.980	-3.934	5.100	-0.192	
6.440	-1.892	3.805	-0.170	
6.900	-0.406	2.684	-0.144	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.339	20.000	167.729
1.571	50.000	사질토	1.561	100.000	245.205
계	-	-	-	-	412.935

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.4864 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.0985 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 412.935 + 10.92! = 148.570 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 412.935 + 10.92! = 217.392 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	526.272	387.543	1730.000	148.570	O.K
	HINGE	522.426	391.389	1730.000	148.570	O.K
COMBO 2	FIX	553.427	201.456	1730.000	148.570	O.K
	HINGE	529.897	224.986	1730.000	148.570	O.K
COMBO 3	FIX	553.427	201.456	1730.000	148.570	O.K
	HINGE	529.897	224.986	1730.000	148.570	O.K
COMBO 4	FIX	734.302	20.580	2595.000	217.392	O.K
	HINGE	707.240	47.642	2595.000	217.392	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	526.272	6.730	9.634	28.00	8.275	0.00	O.K
	HINGE	522.426	5.726	9.497	28.00	8.341	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	553.427	41.177	13.361	28.00	5.048	0.00	O.K
	HINGE	529.897	30.067	12.023	28.00	5.953	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	553.427	41.177	13.361	28.00	5.048	0.00	O.K
	HINGE	529.897	30.067	12.023	28.00	5.953	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	734.302	47.358	15.653	42.00	6.091	-5.00	O.K
	HINGE	707.240	39.170	14.576	42.00	6.668	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

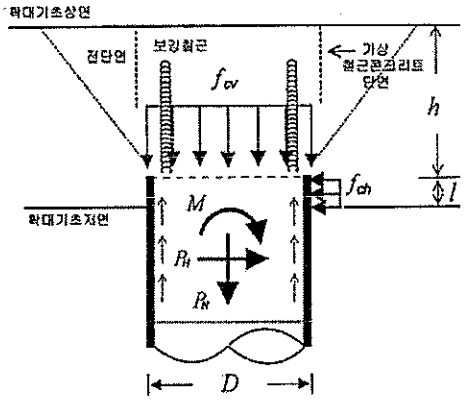
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	6.526	0.117	0.850	O.K
	HINGE	6.526	0.117	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	34.267	0.617	0.850	O.K
	HINGE	34.267	0.617	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	34.267	0.617	0.850	O.K
	HINGE	34.267	0.617	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	54.048	0.973	1.250	O.K
	HINGE	54.048	0.973	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 553426.5 / (π/4 x 500 ²)
= 2.819 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 734302.3 / (π/4 x 500 ²)
= 3.740 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (㎜)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 553426.5 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.039 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 734302.3 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.051 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 ㎜

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 34266.952 / (500 x 100)
= 0.685 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 54047.619 / (500 x 100)
= 1.081 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

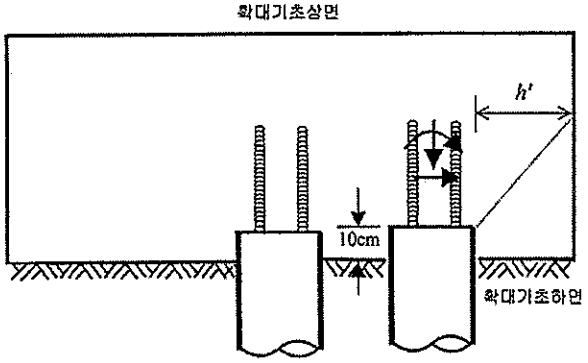
τh = 34266.952 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.057 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 54047.619 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.090 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 688560.282 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)
= 18925182.566 N ≥ PNmax = 688560.282 N ∴ O.K

14. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

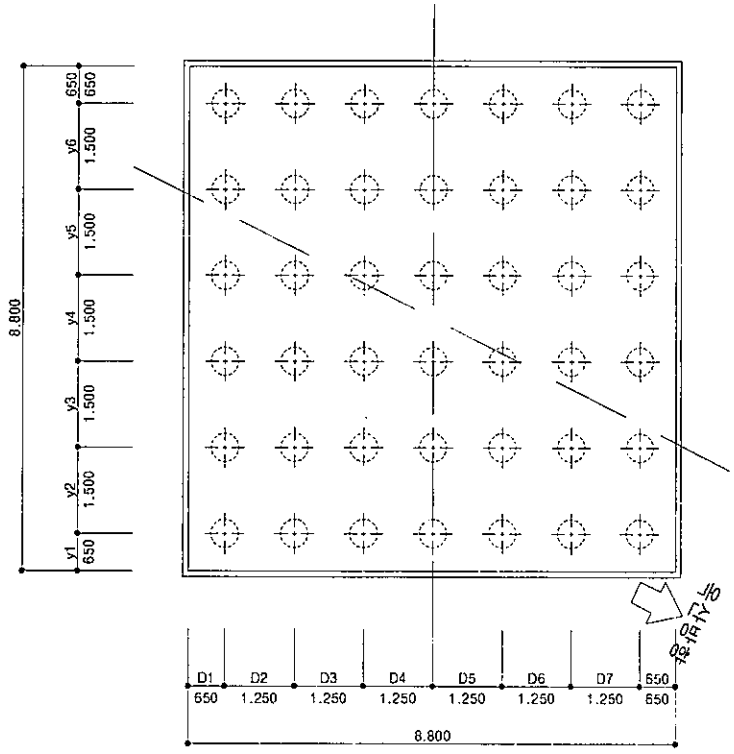
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 30
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	19190.120	500.000	43.375	SVB23
	COMBO 2	15852.537	609.444	546.114	SVB26
	COMBO 3	15852.537	609.444	546.114	SVB26
	COMBO 4	15852.537	2329.000	18634.905	SVB22
계수하중	COMBO 1	27784.101	0.000	318.139	ULB01
	COMBO 2	14267.283	731.332	707.808	UEB26
	COMBO 3	14267.283	731.332	707.808	UEB26
	COMBO 4	15852.537	2329.000	18634.905	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	825603.7	1465210.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1123481.5	-1646840.1
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13155860.9	13155860.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	85281797.4	85926100.8
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0006174	0.0014587	0.0000086	COMBO 1	0.0000052	0.0021119	0.0000038
COMBO 2	0.0007605	0.0012050	0.0000164	COMBO 2	0.0009135	0.0010845	0.0000203
COMBO 3	0.0007605	0.0012050	0.0000164	COMBO 3	0.0009135	0.0010845	0.0000203
COMBO 4	0.0018736	0.0012050	0.0002528	COMBO 4	0.0018736	0.0012050	0.0002528

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.874 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0006174	0.0014911	0.0000086	467.059	11.905	-15.885
	2	0.0006174	0.0014803	0.0000086	463.675	11.905	-15.885
	3	0.0006174	0.0014695	0.0000086	460.291	11.905	-15.885
	4	0.0006174	0.0014587	0.0000086	456.908	11.905	-15.885
	5	0.0006174	0.0014479	0.0000086	453.524	11.905	-15.885
	6	0.0006174	0.0014371	0.0000086	450.140	11.905	-15.885
	7	0.0006174	0.0014263	0.0000086	446.757	11.905	-15.885
COMBO 2	1	0.0007605	0.0012666	0.0000164	396.732	14.511	-19.148
	2	0.0007605	0.0012460	0.0000164	390.302	14.511	-19.148
	3	0.0007605	0.0012255	0.0000164	383.872	14.511	-19.148
	4	0.0007605	0.0012050	0.0000164	377.441	14.511	-19.148
	5	0.0007605	0.0011845	0.0000164	371.011	14.511	-19.148
	6	0.0007605	0.0011639	0.0000164	364.581	14.511	-19.148
	7	0.0007605	0.0011434	0.0000164	358.151	14.511	-19.148
COMBO 3	1	0.0007605	0.0012666	0.0000164	396.732	14.511	-19.148
	2	0.0007605	0.0012460	0.0000164	390.302	14.511	-19.148
	3	0.0007605	0.0012255	0.0000164	383.872	14.511	-19.148
	4	0.0007605	0.0012050	0.0000164	377.441	14.511	-19.148
	5	0.0007605	0.0011845	0.0000164	371.011	14.511	-19.148
	6	0.0007605	0.0011639	0.0000164	364.581	14.511	-19.148
	7	0.0007605	0.0011434	0.0000164	358.151	14.511	-19.148
COMBO 4	1	0.0018736	0.0021529	0.0002528	674.366	55.452	-51.186
	2	0.0018736	0.0018369	0.0002528	575.391	55.452	-51.186
	3	0.0018736	0.0015210	0.0002528	476.416	55.452	-51.186
	4	0.0018736	0.0012050	0.0002528	377.441	55.452	-51.186
	5	0.0018736	0.0008890	0.0002528	278.467	55.452	-51.186
	6	0.0018736	0.0005730	0.0002528	179.492	55.452	-51.186
	7	0.0018736	0.0002570	0.0002528	80.517	55.452	-51.186

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000052	0.0021262	0.0000038	665.988	0.000	0.138
	2	0.0000052	0.0021214	0.0000038	664.501	0.000	0.138
	3	0.0000052	0.0021167	0.0000038	663.014	0.000	0.138
	4	0.0000052	0.0021119	0.0000038	661.526	0.000	0.138
	5	0.0000052	0.0021072	0.0000038	660.039	0.000	0.138
	6	0.0000052	0.0021024	0.0000038	658.552	0.000	0.138
	7	0.0000052	0.0020977	0.0000038	657.064	0.000	0.138
COMBO 2	1	0.0009135	0.0011607	0.0000203	363.582	17.413	-22.955
	2	0.0009135	0.0011353	0.0000203	355.620	17.413	-22.955
	3	0.0009135	0.0011099	0.0000203	347.659	17.413	-22.955
	4	0.0009135	0.0010845	0.0000203	339.697	17.413	-22.955
	5	0.0009135	0.0010591	0.0000203	331.736	17.413	-22.955
	6	0.0009135	0.0010336	0.0000203	323.774	17.413	-22.955
	7	0.0009135	0.0010082	0.0000203	315.813	17.413	-22.955
COMBO 3	1	0.0009135	0.0011607	0.0000203	363.582	17.413	-22.955
	2	0.0009135	0.0011353	0.0000203	355.620	17.413	-22.955
	3	0.0009135	0.0011099	0.0000203	347.659	17.413	-22.955
	4	0.0009135	0.0010845	0.0000203	339.697	17.413	-22.955
	5	0.0009135	0.0010591	0.0000203	331.736	17.413	-22.955
	6	0.0009135	0.0010336	0.0000203	323.774	17.413	-22.955
	7	0.0009135	0.0010082	0.0000203	315.813	17.413	-22.955
COMBO 4	1	0.0018736	0.0021529	0.0002528	674.366	55.452	-51.186
	2	0.0018736	0.0018369	0.0002528	575.391	55.452	-51.186
	3	0.0018736	0.0015210	0.0002528	476.416	55.452	-51.186
	4	0.0018736	0.0012050	0.0002528	377.441	55.452	-51.186
	5	0.0018736	0.0008890	0.0002528	278.467	55.452	-51.186
	6	0.0018736	0.0005730	0.0002528	179.492	55.452	-51.186
	7	0.0018736	0.0002570	0.0002528	80.517	55.452	-51.186

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	467.059	11.905	-15.885	6
	2	2.500	0	463.675	11.905	-15.885	6
	3	1.250	0	460.291	11.905	-15.885	6
	4	0.000	0	456.908	11.905	-15.885	6
	5	-1.250	0	453.524	11.905	-15.885	6
	6	-2.500	0	450.140	11.905	-15.885	6
	7	-3.750	0	446.757	11.905	-15.885	6
	계			19190.120	500.000	43.375	42
COMBO 2	1	3.750	0	396.732	14.511	-19.148	6
	2	2.500	0	390.302	14.511	-19.148	6
	3	1.250	0	383.872	14.511	-19.148	6
	4	0.000	0	377.441	14.511	-19.148	6
	5	-1.250	0	371.011	14.511	-19.148	6
	6	-2.500	0	364.581	14.511	-19.148	6
	7	-3.750	0	358.151	14.511	-19.148	6
	계			15852.537	609.444	546.114	42
COMBO 3	1	3.750	0	396.732	14.511	-19.148	6
	2	2.500	0	390.302	14.511	-19.148	6
	3	1.250	0	383.872	14.511	-19.148	6
	4	0.000	0	377.441	14.511	-19.148	6
	5	-1.250	0	371.011	14.511	-19.148	6
	6	-2.500	0	364.581	14.511	-19.148	6
	7	-3.750	0	358.151	14.511	-19.148	6
	계			15852.537	609.444	546.114	42
COMBO 4	1	3.750	0	674.366	55.452	-51.186	6
	2	2.500	0	575.391	55.452	-51.186	6
	3	1.250	0	476.416	55.452	-51.186	6
	4	0.000	0	377.441	55.452	-51.186	6
	5	-1.250	0	278.467	55.452	-51.186	6
	6	-2.500	0	179.492	55.452	-51.186	6
	7	-3.750	0	80.517	55.452	-51.186	6
	계			15852.537	2329.000	18634.905	42

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	665.988	0.000	0.138	6
	2	2.500	0	664.501	0.000	0.138	6
	3	1.250	0	663.014	0.000	0.138	6
	4	0.000	0	661.526	0.000	0.138	6
	5	-1.250	0	660.039	0.000	0.138	6
	6	-2.500	0	658.552	0.000	0.138	6
	7	-3.750	0	657.064	0.000	0.138	6
	계			27784.101	0.000	318.139	42
COMBO 2	1	3.750	0	363.582	17.413	-22.955	6
	2	2.500	0	355.620	17.413	-22.955	6
	3	1.250	0	347.659	17.413	-22.955	6
	4	0.000	0	339.697	17.413	-22.955	6
	5	-1.250	0	331.736	17.413	-22.955	6
	6	-2.500	0	323.774	17.413	-22.955	6
	7	-3.750	0	315.813	17.413	-22.955	6
	계			14267.283	731.332	707.808	42
COMBO 3	1	3.750	0	363.582	17.413	-22.955	6
	2	2.500	0	355.620	17.413	-22.955	6
	3	1.250	0	347.659	17.413	-22.955	6
	4	0.000	0	339.697	17.413	-22.955	6
	5	-1.250	0	331.736	17.413	-22.955	6
	6	-2.500	0	323.774	17.413	-22.955	6
	7	-3.750	0	315.813	17.413	-22.955	6
	계			14267.283	731.332	707.808	42
COMBO 4	1	3.750	0	674.366	55.452	-51.186	6
	2	2.500	0	575.391	55.452	-51.186	6
	3	1.250	0	476.416	55.452	-51.186	6
	4	0.000	0	377.441	55.452	-51.186	6
	5	-1.250	0	278.467	55.452	-51.186	6
	6	-2.500	0	179.492	55.452	-51.186	6
	7	-3.750	0	80.517	55.452	-51.186	6
	계			15852.537	2329.000	18634.905	42

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB23

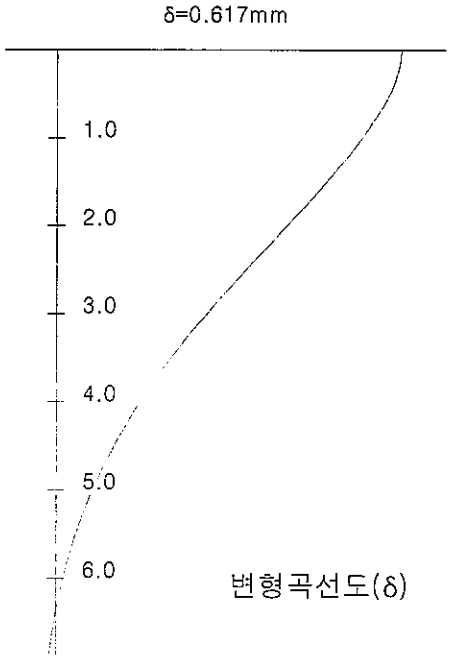
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

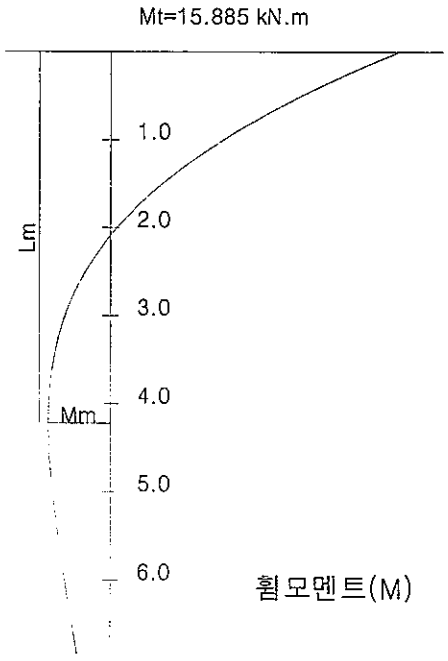
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.434 kN.m, 4.222 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.617 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.617 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.885	-11.905	0.617	
0.460	10.878	-9.877	0.598	
0.920	6.782	-7.955	0.556	
1.380	3.534	-6.200	0.499	
1.840	1.046	-4.649	0.434	
2.300	-0.778	-3.319	0.367	
2.760	-2.041	-2.210	0.301	
3.220	-2.844	-1.313	0.240	
3.680	-3.279	-0.610	0.185	
4.140	-3.431	-0.079	0.136	
4.600	-3.374	0.304	0.095	
5.060	-3.171	0.562	0.061	
5.520	-2.872	0.719	0.034	
5.980	-2.521	0.796	0.013	
6.440	-2.149	0.813	-0.002	
6.900	-1.780	0.786	-0.013	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB26

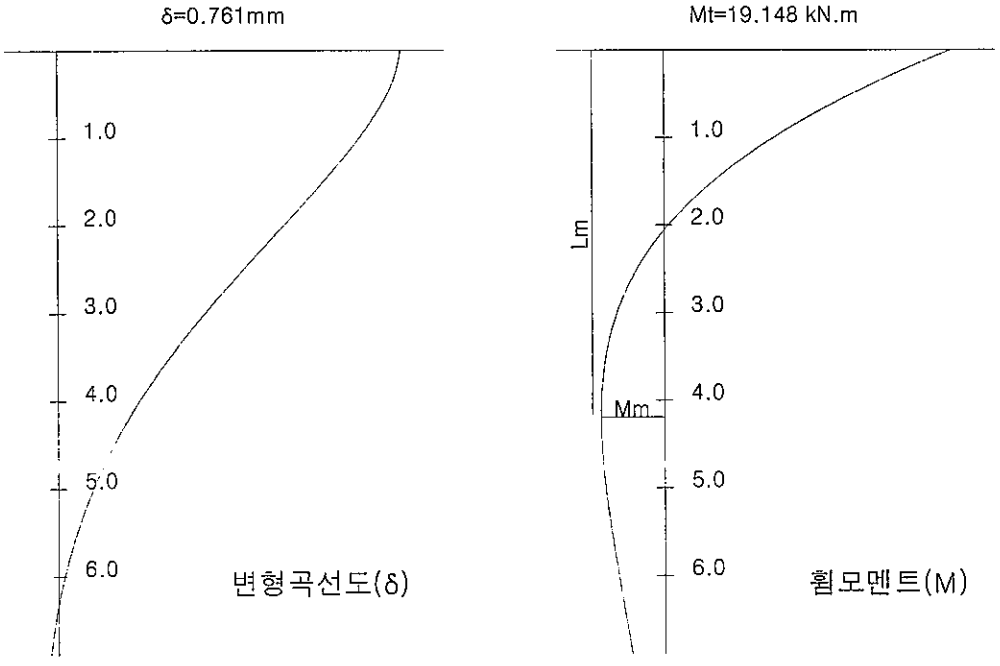
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.233 kN.m, 4.193 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.761 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.761 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.148	-14.511	0.761	
0.460	13.050	-12.017	0.735	
0.920	8.072	-9.659	0.681	
1.380	4.131	-7.511	0.610	
1.840	1.122	-5.617	0.530	
2.300	-1.078	-3.995	0.447	
2.760	-2.595	-2.646	0.366	
3.220	-3.552	-1.556	0.291	
3.680	-4.063	-0.703	0.223	
4.140	-4.231	-0.061	0.164	
4.600	-4.147	0.399	0.114	
5.060	-3.887	0.709	0.073	
5.520	-3.514	0.895	0.040	
5.980	-3.078	0.985	0.015	
6.440	-2.619	1.001	-0.004	
6.900	-2.165	0.965	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB26

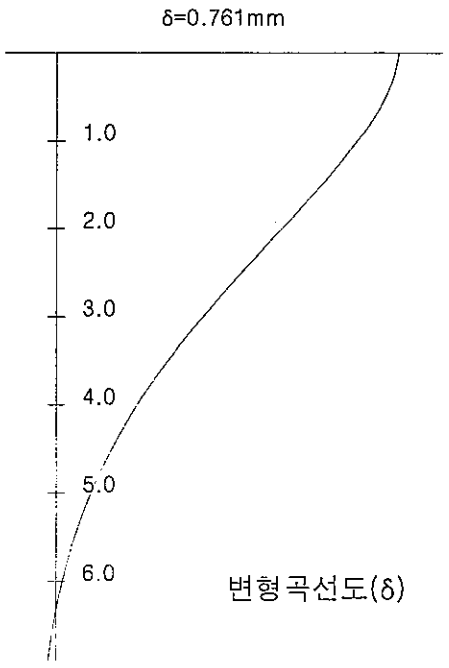
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

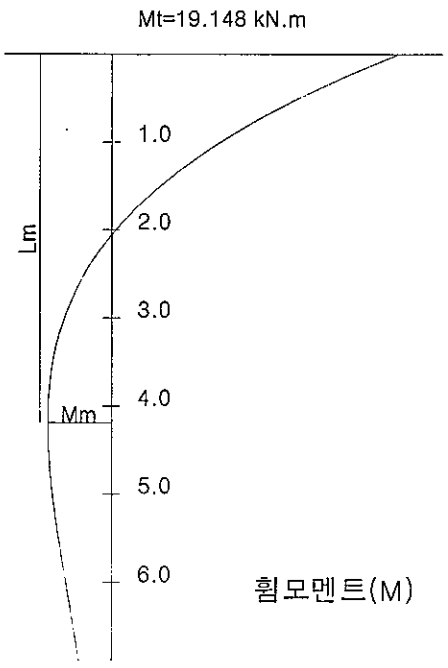
- 최대모멘트 및 깊이 : -4.233 kN.m, 4.193 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.761 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.761 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.148	-14.511	0.761	
0.460	13.050	-12.017	0.735	
0.920	8.072	-9.659	0.681	
1.380	4.131	-7.511	0.610	
1.840	1.122	-5.617	0.530	
2.300	-1.078	-3.995	0.447	
2.760	-2.595	-2.646	0.366	
3.220	-3.552	-1.556	0.291	
3.680	-4.063	-0.703	0.223	
4.140	-4.231	-0.061	0.164	
4.600	-4.147	0.399	0.114	
5.060	-3.887	0.709	0.073	
5.520	-3.514	0.895	0.040	
5.980	-3.078	0.985	0.015	
6.440	-2.619	1.001	-0.004	
6.900	-2.165	0.965	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SVB22

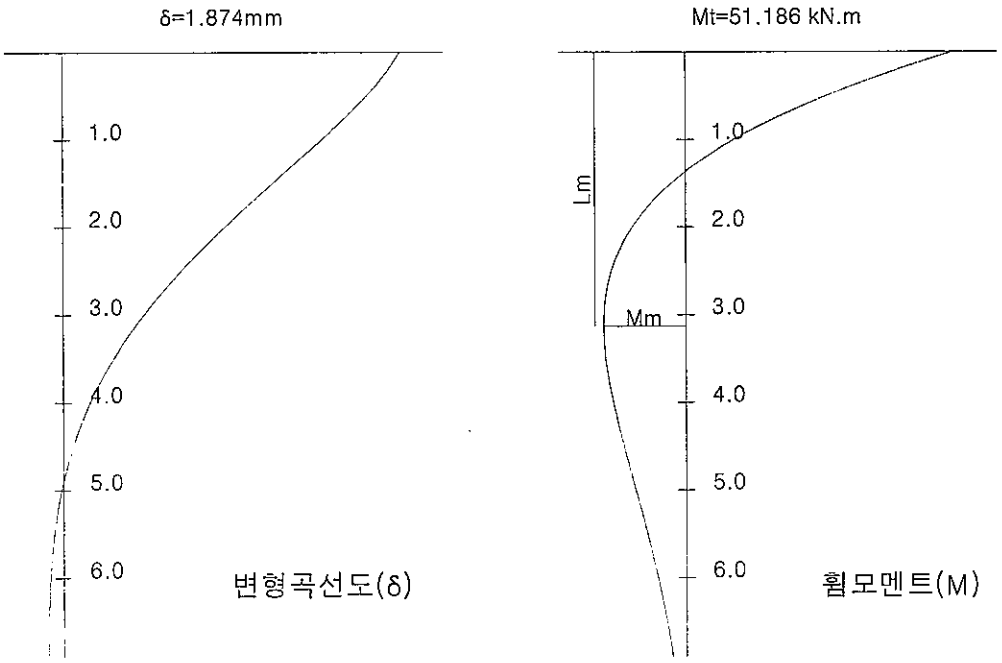
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.708 kN.m, 3.133 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.874 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.874 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	51.186	-55.452	1.874	
0.460	28.677	-42.606	1.711	
0.920	11.771	-31.167	1.487	
1.380	-0.261	-21.442	1.236	
1.840	-8.233	-13.520	0.985	
2.300	-12.966	-7.336	0.751	
2.760	-15.225	-2.729	0.545	
3.220	-15.686	0.518	0.370	
3.680	-14.921	2.638	0.229	
4.140	-13.395	3.867	0.120	
4.600	-11.467	4.419	0.039	
5.060	-9.404	4.484	-0.017	
5.520	-7.392	4.221	-0.053	
5.980	-5.551	3.758	-0.074	
6.440	-3.950	3.194	-0.082	
6.900	-2.617	2.602	-0.082	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UEB26

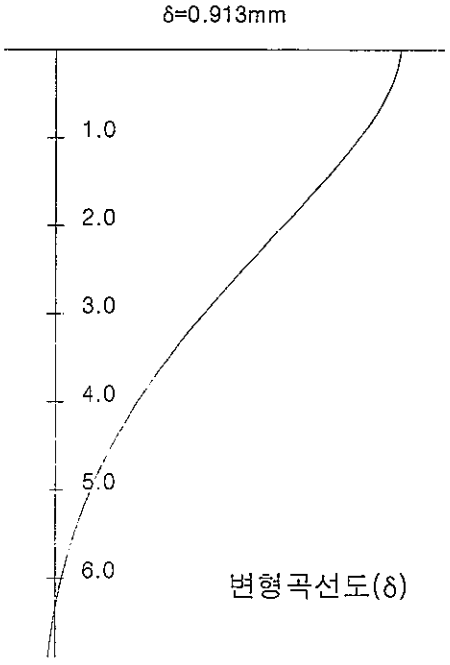
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

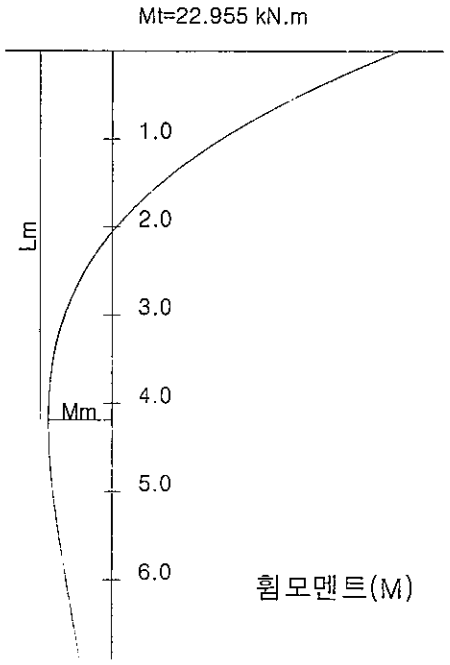
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.084 kN.m, 4.190 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.913 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.913 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	22.955	-17.413	0.913	
0.460	15.638	-14.418	0.882	
0.920	9.665	-11.587	0.818	
1.380	4.939	-9.008	0.732	
1.840	1.330	-6.735	0.636	
2.300	-1.307	-4.789	0.536	
2.760	-3.126	-3.170	0.439	
3.220	-4.271	-1.862	0.349	
3.680	-4.882	-0.840	0.268	
4.140	-5.083	-0.070	0.197	
4.600	-4.980	0.482	0.137	
5.060	-4.667	0.853	0.088	
5.520	-4.218	1.076	0.048	
5.980	-3.695	1.183	0.018	
6.440	-3.143	1.203	-0.005	
6.900	-2.598	1.158	-0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB26

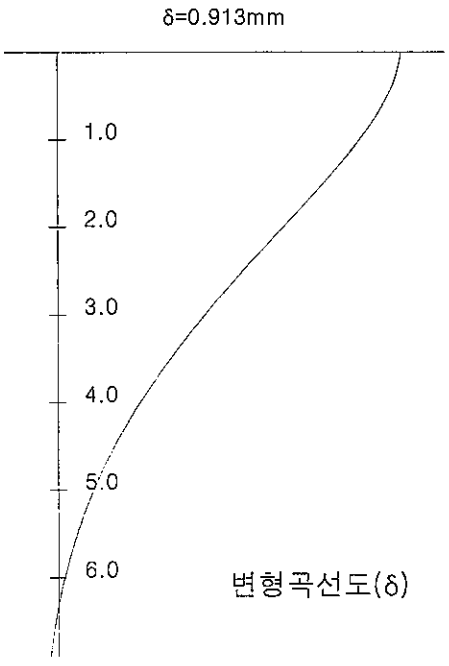
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

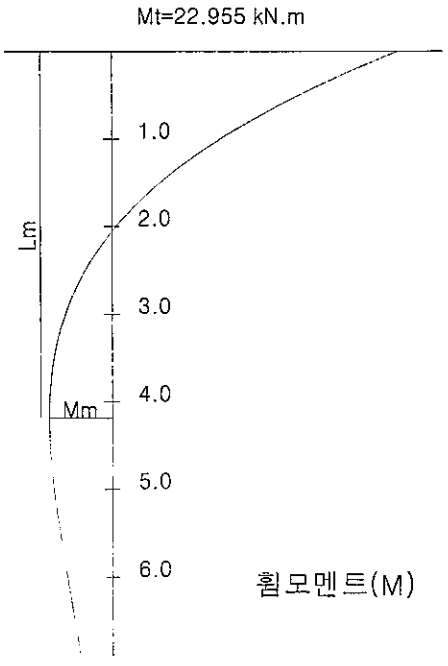
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.084 kN.m, 4.190 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.913 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.913 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	22.955	-17.413	0.913	
0.460	15.638	-14.418	0.882	
0.920	9.665	-11.587	0.818	
1.380	4.939	-9.008	0.732	
1.840	1.330	-6.735	0.636	
2.300	-1.307	-4.789	0.536	
2.760	-3.126	-3.170	0.439	
3.220	-4.271	-1.862	0.349	
3.680	-4.882	-0.840	0.268	
4.140	-5.083	-0.070	0.197	
4.600	-4.980	0.482	0.137	
5.060	-4.667	0.853	0.088	
5.520	-4.218	1.076	0.048	
5.980	-3.695	1.183	0.018	
6.440	-3.143	1.203	-0.005	
6.900	-2.598	1.158	-0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 4 : ULB22

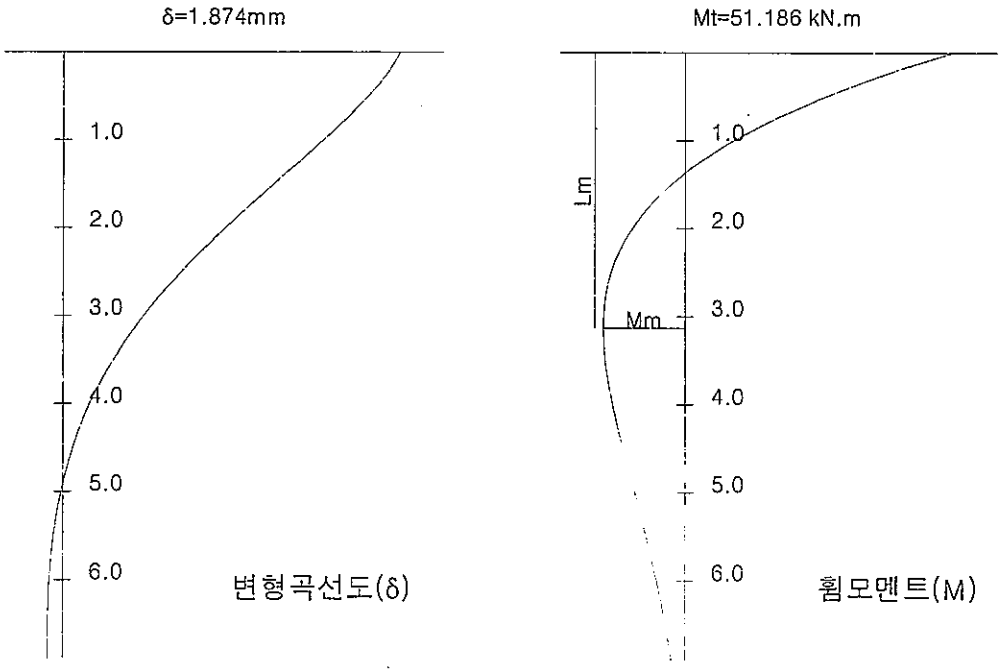
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.708 kN.m, 3.133 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.874 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.874 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	51.186	-55.452	1.874	
0.460	28.677	-42.606	1.711	
0.920	11.771	-31.167	1.487	
1.380	-0.261	-21.442	1.236	
1.840	-8.233	-13.520	0.985	
2.300	-12.966	-7.336	0.751	
2.760	-15.225	-2.729	0.545	
3.220	-15.686	0.518	0.370	
3.680	-14.921	2.638	0.229	
4.140	-13.395	3.867	0.120	
4.600	-11.467	4.419	0.039	
5.060	-9.404	4.484	-0.017	
5.520	-7.392	4.221	-0.053	
5.980	-5.551	3.758	-0.074	
6.440	-3.950	3.194	-0.082	
6.900	-2.617	2.602	-0.082	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	412801.9	732605.1
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	13155860.9	13155860.9
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	82224130.4	82224130.4
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0012112	0.0014587	0.0000005	COMBO 1	0.0000000	0.0021119	0.0000039
COMBO 2	0.0014764	0.0012050	0.0000066	COMBO 2	0.0017716	0.0010845	0.0000086
COMBO 3	0.0014764	0.0012050	0.0000066	COMBO 3	0.0017716	0.0010845	0.0000086
COMBO 4	0.0031791	0.0012050	0.0002266	COMBO 4	0.0031791	0.0012050	0.0002266

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.179 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0012112	0.0014607	0.0000005	457.527	11.905	0.000
	2	0.0012112	0.0014600	0.0000005	457.321	11.905	0.000
	3	0.0012112	0.0014593	0.0000005	457.114	11.905	0.000
	4	0.0012112	0.0014587	0.0000005	456.908	11.905	0.000
	5	0.0012112	0.0014580	0.0000005	456.701	11.905	0.000
	6	0.0012112	0.0014574	0.0000005	456.495	11.905	0.000
	7	0.0012112	0.0014567	0.0000005	456.288	11.905	0.000
COMBO 2	1	0.0014764	0.0012299	0.0000066	385.243	14.511	0.000
	2	0.0014764	0.0012216	0.0000066	382.642	14.511	0.000
	3	0.0014764	0.0012133	0.0000066	380.042	14.511	0.000
	4	0.0014764	0.0012050	0.0000066	377.441	14.511	0.000
	5	0.0014764	0.0011967	0.0000066	374.841	14.511	0.000
	6	0.0014764	0.0011884	0.0000066	372.240	14.511	0.000
	7	0.0014764	0.0011801	0.0000066	369.640	14.511	0.000
COMBO 3	1	0.0014764	0.0012299	0.0000066	385.243	14.511	0.000
	2	0.0014764	0.0012216	0.0000066	382.642	14.511	0.000
	3	0.0014764	0.0012133	0.0000066	380.042	14.511	0.000
	4	0.0014764	0.0012050	0.0000066	377.441	14.511	0.000
	5	0.0014764	0.0011967	0.0000066	374.841	14.511	0.000
	6	0.0014764	0.0011884	0.0000066	372.240	14.511	0.000
	7	0.0014764	0.0011801	0.0000066	369.640	14.511	0.000
COMBO 4	1	0.0031791	0.0020549	0.0002266	643.654	55.452	0.000
	2	0.0031791	0.0017716	0.0002266	554.917	55.452	0.000
	3	0.0031791	0.0014883	0.0002266	466.179	55.452	0.000
	4	0.0031791	0.0012050	0.0002266	377.441	55.452	0.000
	5	0.0031791	0.0009217	0.0002266	288.704	55.452	0.000
	6	0.0031791	0.0006384	0.0002266	199.966	55.452	0.000
	7	0.0031791	0.0003551	0.0002266	111.228	55.452	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000000	0.0021264	0.0000039	666.071	0.000	0.000
	2	0.0000000	0.0021216	0.0000039	664.556	0.000	0.000
	3	0.0000000	0.0021168	0.0000039	663.041	0.000	0.000
	4	0.0000000	0.0021119	0.0000039	661.526	0.000	0.000
	5	0.0000000	0.0021071	0.0000039	660.011	0.000	0.000
	6	0.0000000	0.0021022	0.0000039	658.496	0.000	0.000
	7	0.0000000	0.0020974	0.0000039	656.981	0.000	0.000
COMBO 2	1	0.0017716	0.0011168	0.0000086	349.809	17.413	0.000
	2	0.0017716	0.0011060	0.0000086	346.438	17.413	0.000
	3	0.0017716	0.0010952	0.0000086	343.068	17.413	0.000
	4	0.0017716	0.0010845	0.0000086	339.697	17.413	0.000
	5	0.0017716	0.0010737	0.0000086	336.327	17.413	0.000
	6	0.0017716	0.0010630	0.0000086	332.956	17.413	0.000
	7	0.0017716	0.0010522	0.0000086	329.586	17.413	0.000
COMBO 3	1	0.0017716	0.0011168	0.0000086	349.809	17.413	0.000
	2	0.0017716	0.0011060	0.0000086	346.438	17.413	0.000
	3	0.0017716	0.0010952	0.0000086	343.068	17.413	0.000
	4	0.0017716	0.0010845	0.0000086	339.697	17.413	0.000
	5	0.0017716	0.0010737	0.0000086	336.327	17.413	0.000
	6	0.0017716	0.0010630	0.0000086	332.956	17.413	0.000
	7	0.0017716	0.0010522	0.0000086	329.586	17.413	0.000
COMBO 4	1	0.0031791	0.0020549	0.0002266	643.654	55.452	0.000
	2	0.0031791	0.0017716	0.0002266	554.917	55.452	0.000
	3	0.0031791	0.0014883	0.0002266	466.179	55.452	0.000
	4	0.0031791	0.0012050	0.0002266	377.441	55.452	0.000
	5	0.0031791	0.0009217	0.0002266	288.704	55.452	0.000
	6	0.0031791	0.0006384	0.0002266	199.966	55.452	0.000
	7	0.0031791	0.0003551	0.0002266	111.228	55.452	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	457.527	11.905	0.000	6
	2	2.500	0	457.321	11.905	0.000	6
	3	1.250	0	457.114	11.905	0.000	6
	4	0.000	0	456.908	11.905	0.000	6
	5	-1.250	0	456.701	11.905	0.000	6
	6	-2.500	0	456.495	11.905	0.000	6
	7	-3.750	0	456.288	11.905	0.000	6
	계			19190.120	500.000	0.000	42
COMBO 2	1	3.750	0	385.243	14.511	0.000	6
	2	2.500	0	382.642	14.511	0.000	6
	3	1.250	0	380.042	14.511	0.000	6
	4	0.000	0	377.441	14.511	0.000	6
	5	-1.250	0	374.841	14.511	0.000	6
	6	-2.500	0	372.240	14.511	0.000	6
	7	-3.750	0	369.640	14.511	0.000	6
	계			15852.537	609.444	0.000	42
COMBO 3	1	3.750	0	385.243	14.511	0.000	6
	2	2.500	0	382.642	14.511	0.000	6
	3	1.250	0	380.042	14.511	0.000	6
	4	0.000	0	377.441	14.511	0.000	6
	5	-1.250	0	374.841	14.511	0.000	6
	6	-2.500	0	372.240	14.511	0.000	6
	7	-3.750	0	369.640	14.511	0.000	6
	계			15852.537	609.444	0.000	42
COMBO 4	1	3.750	0	643.654	55.452	0.000	6
	2	2.500	0	554.917	55.452	0.000	6
	3	1.250	0	466.179	55.452	0.000	6
	4	0.000	0	377.441	55.452	0.000	6
	5	-1.250	0	288.704	55.452	0.000	6
	6	-2.500	0	199.966	55.452	0.000	6
	7	-3.750	0	111.228	55.452	0.000	6
	계			15852.537	2329.000	0.000	42

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	분수
COMBO 1	1	3.750	0	666.071	0.000	0.000	6
	2	2.500	0	664.556	0.000	0.000	6
	3	1.250	0	663.041	0.000	0.000	6
	4	0.000	0	661.526	0.000	0.000	6
	5	-1.250	0	660.011	0.000	0.000	6
	6	-2.500	0	658.496	0.000	0.000	6
	7	-3.750	0	656.981	0.000	0.000	6
	계			27784.101	0.000	0.000	42
COMBO 2	1	3.750	0	349.809	17.413	0.000	6
	2	2.500	0	346.438	17.413	0.000	6
	3	1.250	0	343.068	17.413	0.000	6
	4	0.000	0	339.697	17.413	0.000	6
	5	-1.250	0	336.327	17.413	0.000	6
	6	-2.500	0	332.956	17.413	0.000	6
	7	-3.750	0	329.586	17.413	0.000	6
	계			14267.283	731.332	0.000	42
COMBO 3	1	3.750	0	349.809	17.413	0.000	6
	2	2.500	0	346.438	17.413	0.000	6
	3	1.250	0	343.068	17.413	0.000	6
	4	0.000	0	339.697	17.413	0.000	6
	5	-1.250	0	336.327	17.413	0.000	6
	6	-2.500	0	332.956	17.413	0.000	6
	7	-3.750	0	329.586	17.413	0.000	6
	계			14267.283	731.332	0.000	42
COMBO 4	1	3.750	0	643.654	55.452	0.000	6
	2	2.500	0	554.917	55.452	0.000	6
	3	1.250	0	466.179	55.452	0.000	6
	4	0.000	0	377.441	55.452	0.000	6
	5	-1.250	0	288.704	55.452	0.000	6
	6	-2.500	0	199.966	55.452	0.000	6
	7	-3.750	0	111.228	55.452	0.000	6
	계			15852.537	2329.000	0.000	42

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB23

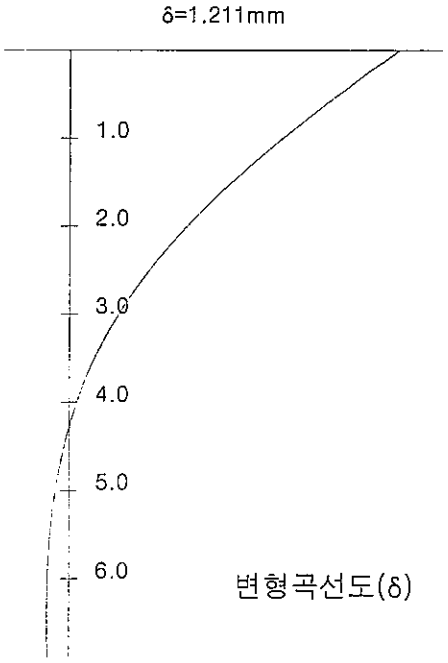
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

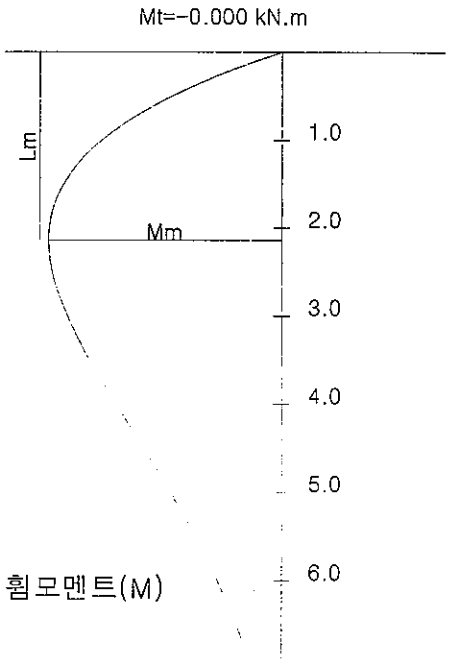
- 최대모멘트 및 깊이 : -10.446 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.211 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.211 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.905	1.211	
0.460	-4.603	-8.219	1.008	
0.920	-7.663	-5.194	0.815	
1.380	-9.476	-2.786	0.638	
1.840	-10.311	-0.934	0.481	
2.300	-10.410	0.431	0.345	
2.760	-9.978	1.385	0.232	
3.220	-9.188	1.997	0.140	
3.680	-8.182	2.338	0.068	
4.140	-7.069	2.468	0.013	
4.600	-5.935	2.442	-0.027	
5.060	-4.839	2.306	-0.054	
5.520	-3.825	2.097	-0.070	
5.980	-2.916	1.847	-0.079	
6.440	-2.128	1.580	-0.081	
6.900	-1.463	1.313	-0.079	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB26

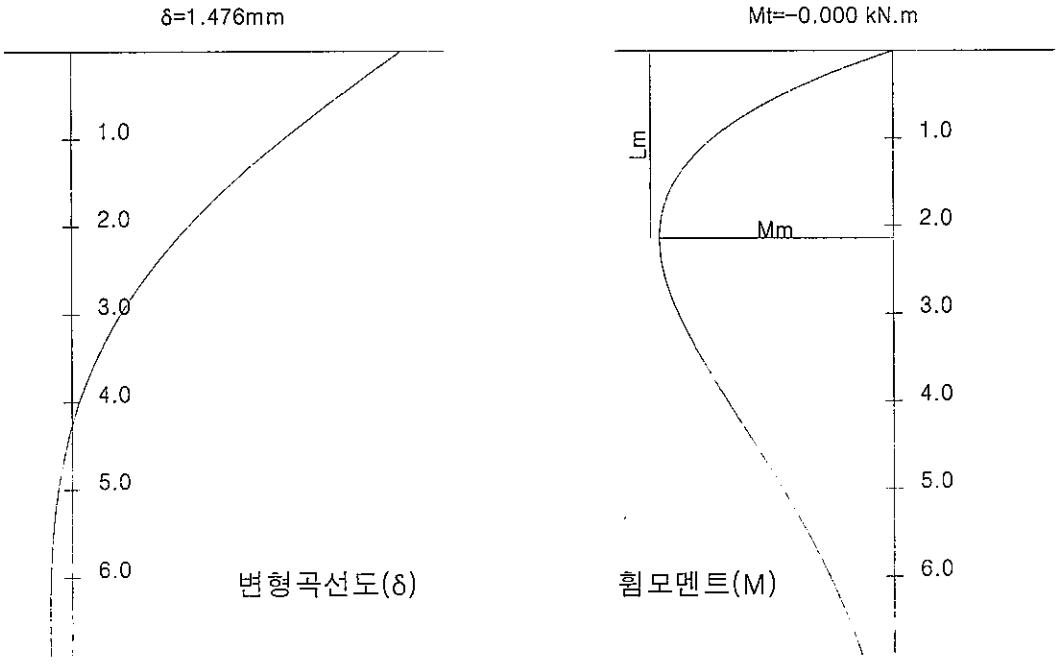
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.732 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.476 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.476 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.511	1.476	
0.460	-5.610	-10.018	1.229	
0.920	-9.340	-6.331	0.993	
1.380	-11.550	-3.396	0.777	
1.840	-12.569	-1.139	0.586	
2.300	-12.688	0.526	0.421	
2.760	-12.162	1.688	0.283	
3.220	-11.199	2.435	0.171	
3.680	-9.973	2.850	0.083	
4.140	-8.617	3.009	0.016	
4.600	-7.234	2.977	-0.032	
5.060	-5.899	2.810	-0.065	
5.520	-4.662	2.556	-0.086	
5.980	-3.555	2.251	-0.096	
6.440	-2.594	1.925	-0.099	
6.900	-1.783	1.600	-0.096	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SVB26

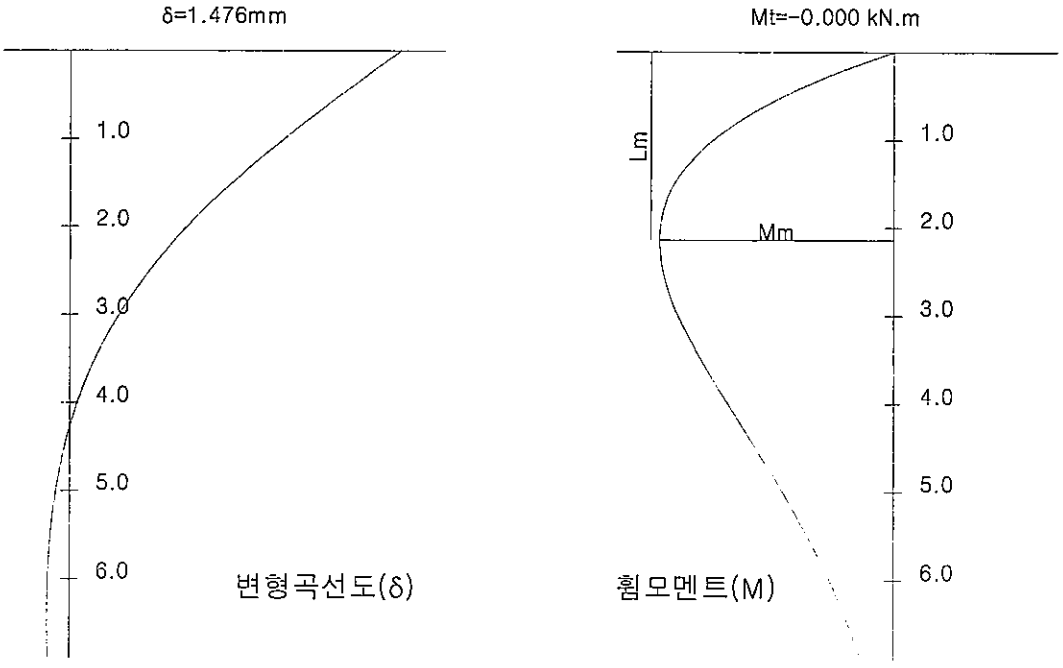
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.732 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.476 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.476 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-14.511	1.476	
0.460	-5.610	-10.018	1.229	
0.920	-9.340	-6.331	0.993	
1.380	-11.550	-3.396	0.777	
1.840	-12.569	-1.139	0.586	
2.300	-12.688	0.526	0.421	
2.760	-12.162	1.688	0.283	
3.220	-11.199	2.435	0.171	
3.680	-9.973	2.850	0.083	
4.140	-8.617	3.009	0.016	
4.600	-7.234	2.977	-0.032	
5.060	-5.899	2.810	-0.065	
5.520	-4.662	2.556	-0.086	
5.980	-3.555	2.251	-0.096	
6.440	-2.594	1.925	-0.099	
6.900	-1.783	1.600	-0.096	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

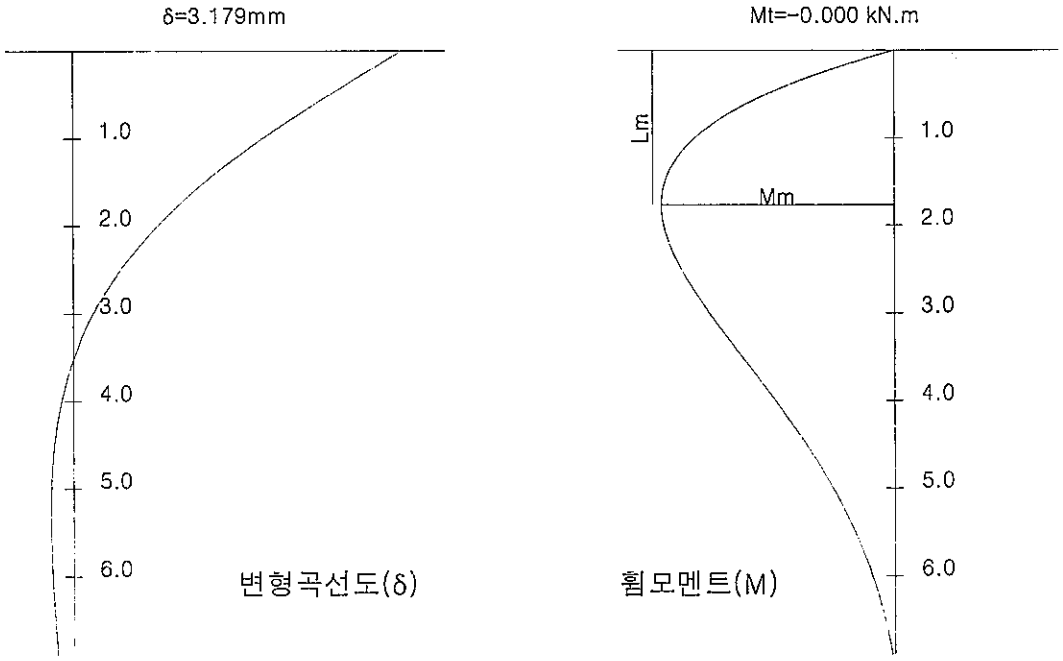
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.188 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.179 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.179 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-55.452	3.179	
0.460	-20.643	-35.065	2.537	
0.920	-32.944	-19.131	1.937	
1.380	-38.865	-7.244	1.406	
1.840	-40.144	1.146	0.958	
2.300	-38.254	6.639	0.595	
2.760	-34.388	9.835	0.313	
3.220	-29.474	11.286	0.105	
3.680	-24.198	11.479	-0.041	
4.140	-19.043	10.824	-0.135	
4.600	-14.319	9.650	-0.188	
5.060	-10.205	8.212	-0.211	
5.520	-6.776	6.696	-0.211	
5.980	-4.036	5.233	-0.197	
6.440	-1.941	3.903	-0.174	
6.900	-0.417	2.754	-0.147	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 2 : UEB26

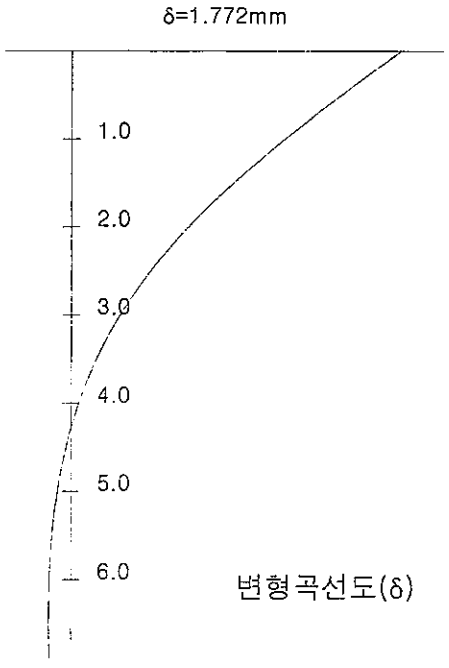
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

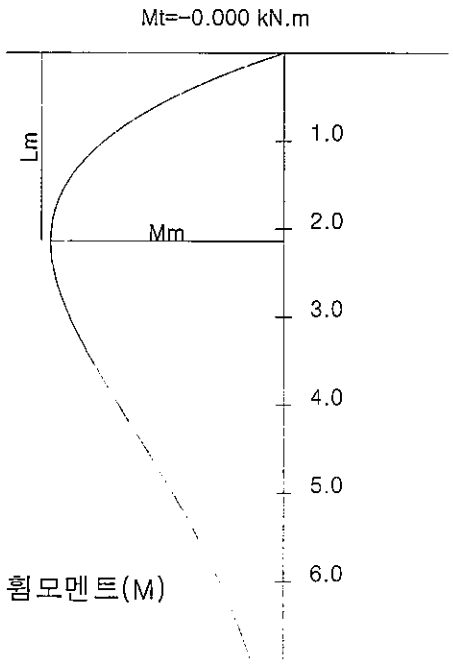
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.278 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.772 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.772 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.413	1.772	
0.460	-6.732	-12.022	1.475	
0.920	-11.208	-7.597	1.192	
1.380	-13.860	-4.075	0.933	
1.840	-15.082	-1.367	0.703	
2.300	-15.226	0.631	0.505	
2.760	-14.594	2.025	0.340	
3.220	-13.439	2.922	0.205	
3.680	-11.967	3.420	0.099	
4.140	-10.340	3.611	0.019	
4.600	-8.681	3.572	-0.039	
5.060	-7.078	3.372	-0.079	
5.520	-5.594	3.067	-0.103	
5.980	-4.266	2.702	-0.115	
6.440	-3.113	2.311	-0.119	
6.900	-2.140	1.920	-0.115	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : UEB26

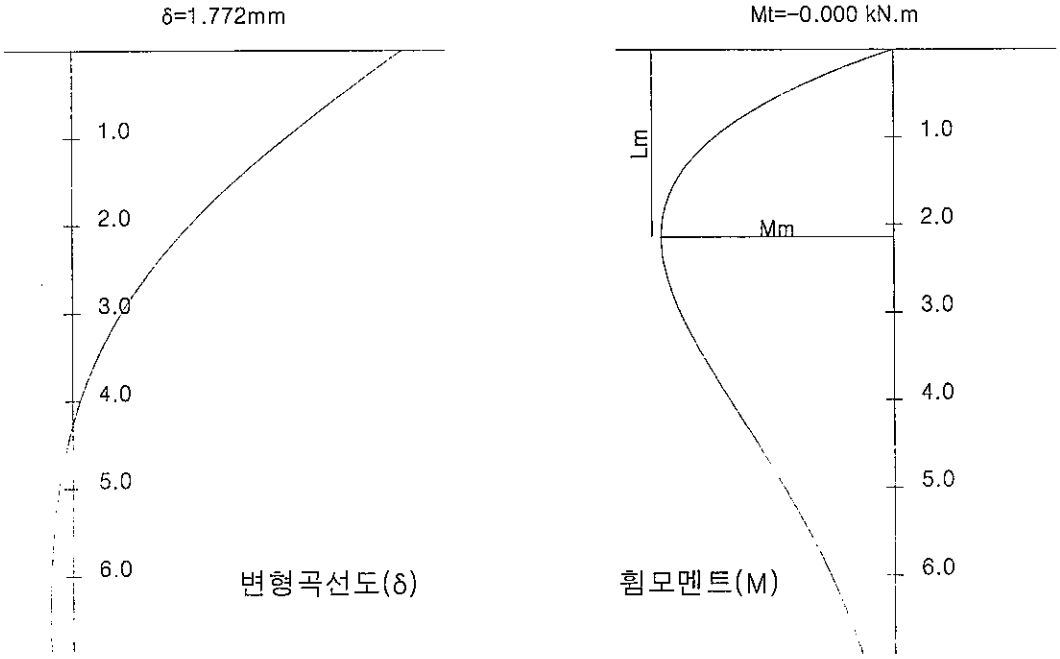
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.278 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.772 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.772 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-17.413	1.772	
0.460	-6.732	-12.022	1.475	
0.920	-11.208	-7.597	1.192	
1.380	-13.860	-4.075	0.933	
1.840	-15.082	-1.367	0.703	
2.300	-15.226	0.631	0.505	
2.760	-14.594	2.025	0.340	
3.220	-13.439	2.922	0.205	
3.680	-11.967	3.420	0.099	
4.140	-10.340	3.611	0.019	
4.600	-8.681	3.572	-0.039	
5.060	-7.078	3.372	-0.079	
5.520	-5.594	3.067	-0.103	
5.980	-4.266	2.702	-0.115	
6.440	-3.113	2.311	-0.119	
6.900	-2.140	1.920	-0.115	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : ULB22

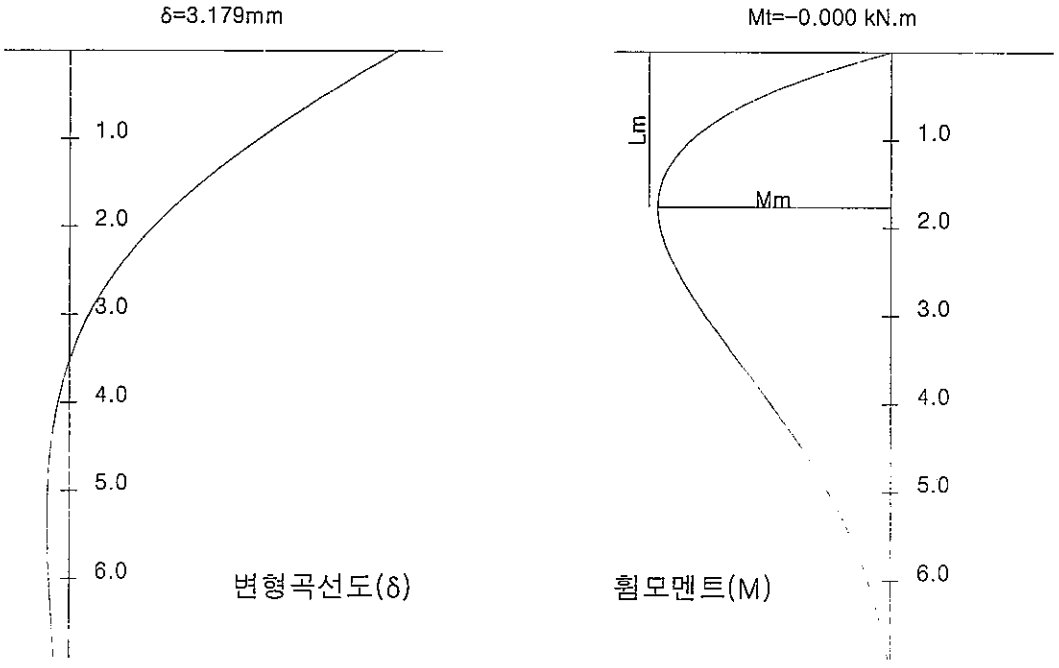
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.188 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.179 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.179 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-55.452	3.179	
0.460	-20.643	-35.065	2.537	
0.920	-32.944	-19.131	1.937	
1.380	-38.865	-7.244	1.406	
1.840	-40.144	1.146	0.958	
2.300	-38.254	6.639	0.595	
2.760	-34.388	9.835	0.313	
3.220	-29.474	11.286	0.105	
3.680	-24.198	11.479	-0.041	
4.140	-19.043	10.824	-0.135	
4.600	-14.319	9.650	-0.188	
5.060	-10.205	8.212	-0.211	
5.520	-6.776	6.696	-0.211	
5.980	-4.036	5.233	-0.197	
6.440	-1.941	3.903	-0.174	
6.900	-0.417	2.754	-0.147	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	5.339	20.000	167.729
1.571	50.000	사질토	1.561	100.000	245.205
계	-	-	-	-	412.935

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.4764 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.1791 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 412.935 + 10.92 = 148.570 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 412.935 + 10.92 = 217.392 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	467.059	446.757	1730.000	148.570	O.K
	HINGE	457.527	456.288	1730.000	148.570	O.K
COMBO 2	FIX	396.732	358.151	1730.000	148.570	O.K
	HINGE	385.243	369.640	1730.000	148.570	O.K
COMBO 3	FIX	396.732	358.151	1730.000	148.570	O.K
	HINGE	385.243	369.640	1730.000	148.570	O.K
COMBO 4	FIX	674.366	80.517	2595.000	217.392	O.K
	HINGE	643.654	111.228	2595.000	217.392	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	467.059	15.885	10.012	28.00	6.805	0.00	O.K
	HINGE	457.527	10.446	9.375	28.00	7.266	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	396.732	19.148	9.694	28.00	5.828	0.00	O.K
	HINGE	385.243	12.732	8.940	28.00	6.369	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	396.732	19.148	9.694	28.00	5.828	0.00	O.K
	HINGE	385.243	12.732	8.940	28.00	6.369	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	674.366	51.186	15.487	42.00	5.152	-5.00	O.K
	HINGE	643.654	40.188	14.093	42.00	5.979	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

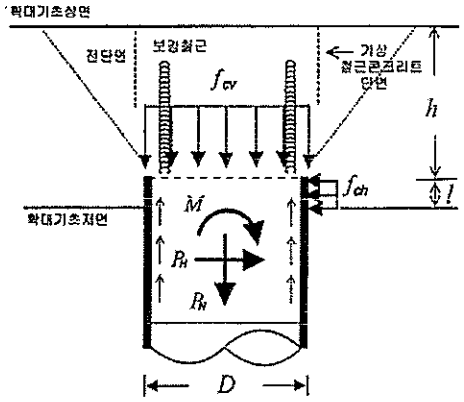
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	11.905	0.214	0.850	O.K
	HINGE	11.905	0.214	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	14.511	0.261	0.850	O.K
	HINGE	14.511	0.261	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	14.511	0.261	0.850	O.K
	HINGE	14.511	0.261	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	55.452	0.998	1.250	O.K
	HINGE	55.452	0.998	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 467058.5 / (π/4 x 500 ^{2})
= 2.379 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 674365.9 / (π/4 x 500 ^{2})
= 3.435 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 467058.5 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.033 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 674365.9 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.047 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 14510.561 / (500 x 100)
= 0.290 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 55452.381 / (500 x 100)
= 1.109 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

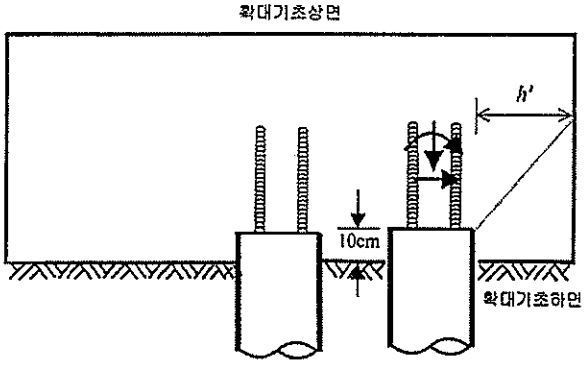
τh = 14510.561 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.024 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 55452.381 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.092 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (㎜)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (㎜)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(㎜)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(㎜)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(㎜)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 ㎜

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (㎜)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 ㎜

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 ㎜로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 666071.054 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)
= 18925182.566 N ≥ PNmax = 666071.054 N ∴ O.K

내진해석(옥산방향)

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 질량산정
   2.4 받침상수

3. 구조해석
   3.1 모델링
   3.2 전산 입력데이터
   3.3 탄성지진 응답계수 산정

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 내진해석 결과
   5.1 받침부재력
   5.2 받침 변위
   5.3 기둥 부재력

6. 유간검토

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : BICON GIRDER 교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
2@40.000 = 80.000 m

1.3 교 폭 : 12.625 m

1.4 교각형식
T형교각

1.5 교각기초형식 : 말뚝기초

1.6 내진설계상수

(1) 내진등급	:	내진 1 등급교	(도로교 설계기준 p.456)
(2) 지진구역계수	:	0.11	(도로교 설계기준 p.456)
(3) 위험도계수	:	I = 1.4	(도로교 설계기준 p.456)
(2) 가속도계수	:	A = 0.154	(도로교 설계기준 p.455)
(3) 지반계수	:	S = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 p.457)	
(4) 응답수정계수	(도로교 설계기준 p.458)		
(5) 고유치 해석방법	: Ritz Vector		
(6) 받침형식	: 탄성받침		

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

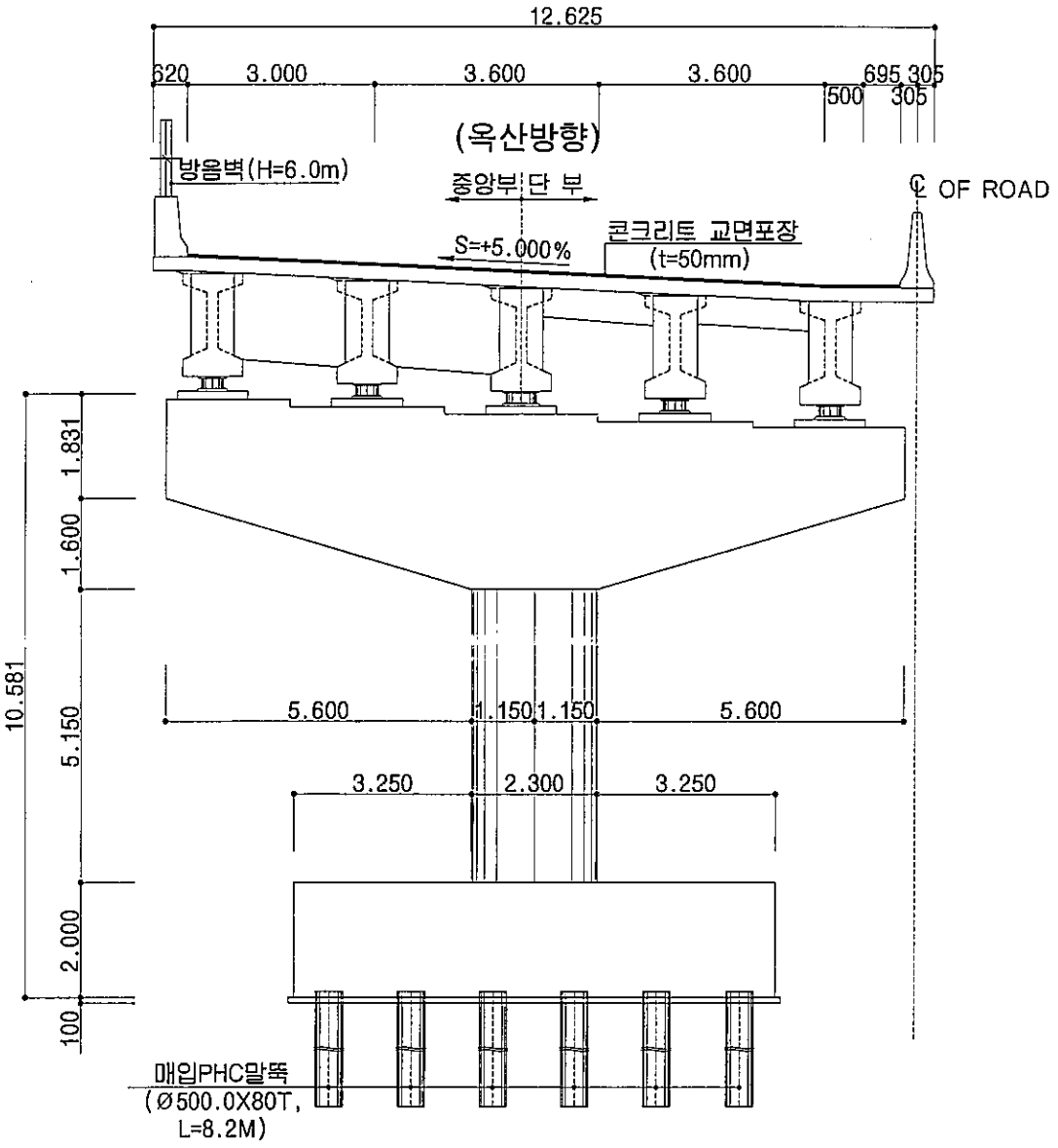
2.1 상부구조

: 상부구조는 BICON GIRDER교로 이루어져 있으며 교폭은 12.625 m이다.

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

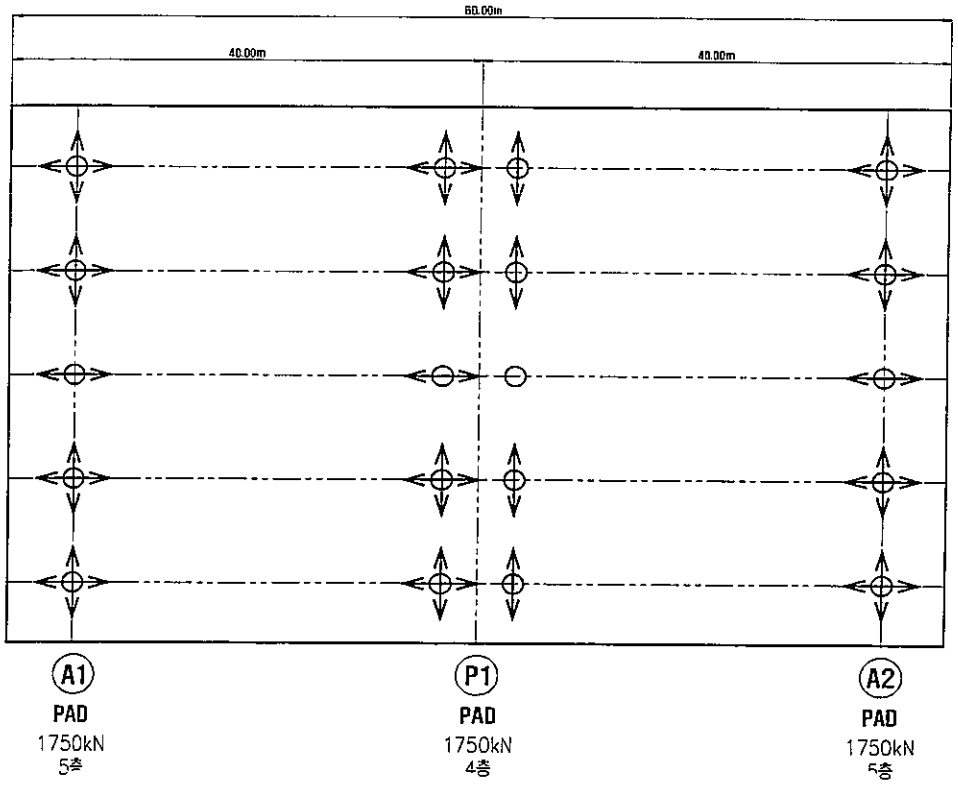
2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.4 적용 받침 특성

1) 받침배치





* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

NLPROP
NAME=P175H4 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=756300 CE=0
DOF=U2 KE=3594 CE=0
DOF=U3 KE=3594 CE=0
NAME=P175H5 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=605000 CE=0
DOF=U2 KE=2875 CE=0
DOF=U3 KE=2875 CE=0

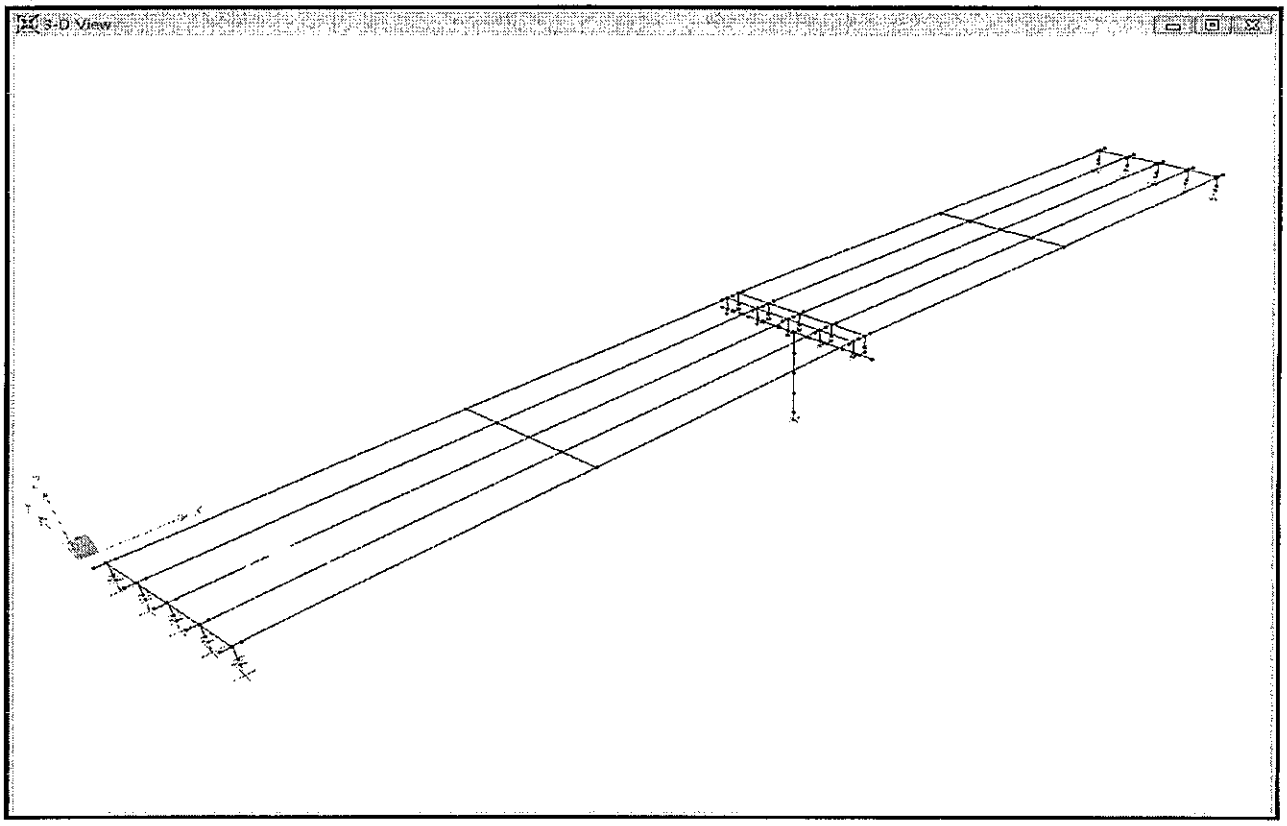
* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

3. 구조해석

3.1 MODELING

상남장교(옥산방향)의 기본적인 모델링은 상부 및 하부구조물은 FRAME요소를 이용하였고, 하부구조와 상부구조를 연결하는 교량받침의 특성에 대해서 SAP2000에서 정의하는 NLLINK 라는 요소를 사용하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 전산INPUT DATA

```
SYSTEM
  DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=-5.483  Y=11.1635  Z=0
  2  X=-4.7269  Y=11.1812  Z=0
  3  X=14.7671  Y=11.6381  Z=0
  4  X=34.2624  Y=12.095  Z=0
  5  X=34.8167  Y=12.1079  Z=0
  6  X=35.3739  Y=12.2176  Z=0
  7  X=54.8716  Y=11.9416  Z=0
  8  X=74.37  Y=11.6656  Z=0
  9  X=75.2204  Y=11.6536  Z=0
  10  X=-4.2354  Y=8.6427  Z=0
  11  X=-3.4688  Y=8.6607  Z=0
  12  X=16.025  Y=9.1175  Z=0
  13  X=35.5205  Y=9.5744  Z=0
  14  X=36.0651  Y=9.5871  Z=0
  15  X=36.6129  Y=9.6444  Z=0
  16  X=56.1103  Y=9.3684  Z=0
  17  X=75.609  Y=9.0924  Z=0
  18  X=76.4695  Y=9.0803  Z=0
  19  X=-2.9873  Y=6.1254  Z=0
  20  X=-2.2124  Y=6.1435  Z=0
  21  X=17.2812  Y=6.6004  Z=0
  22  X=36.7769  Y=7.0572  Z=0
```

23 X=37.314 Y=7.0698 Z=0
24 X=37.852 Y=7.0712 Z=0
25 X=57.349 Y=6.7952 Z=0
26 X=76.8481 Y=6.5192 Z=0
27 X=77.7194 Y=6.5069 Z=0
28 X=-1.7384 Y=3.5989 Z=0
29 X=-.9515 Y=3.6174 Z=0
30 X=18.5419 Y=4.0742 Z=0
31 X=38.0378 Y=4.5311 Z=0
32 X=38.5639 Y=4.5434 Z=0
33 X=39.091 Y=4.498 Z=0
34 X=58.5877 Y=4.222 Z=0
35 X=78.0871 Y=3.946 Z=0
36 X=78.9702 Y=3.9335 Z=0
37 X=-.4891 Y=1.0771 Z=0
38 X=.3071 Y=1.0957 Z=0
39 X=19.8003 Y=1.5526 Z=0
40 X=39.2964 Y=2.0095 Z=0
41 X=39.8143 Y=2.0216 Z=0
42 X=40.33 Y=1.9248 Z=0
43 X=59.8264 Y=1.6488 Z=0
44 X=79.3261 Y=1.3728 Z=0
45 X=80.2219 Y=1.3601 Z=0
46 X=-4.7269 Y=11.1812 Z=-1
47 X=-3.4688 Y=8.6607 Z=-1
48 X=-2.2124 Y=6.1435 Z=-1
49 X=-.9515 Y=3.6174 Z=-1
50 X=.3071 Y=1.0957 Z=-1
51 X=34.2624 Y=12.095 Z=-1
52 X=35.5205 Y=9.5744 Z=-1
53 X=36.7769 Y=7.0572 Z=-1
54 X=38.0378 Y=4.5311 Z=-1
55 X=39.2964 Y=2.0095 Z=-1
56 X=35.3739 Y=12.2176 Z=-1
57 X=36.6129 Y=9.6444 Z=-1
58 X=37.852 Y=7.0712 Z=-1
59 X=39.091 Y=4.498 Z=-1
60 X=40.33 Y=1.9248 Z=-1
61 X=74.37 Y=11.6656 Z=-1
62 X=75.609 Y=9.0924 Z=-1
63 X=76.8481 Y=6.5192 Z=-1
64 X=78.0871 Y=3.946 Z=-1
65 X=79.3261 Y=1.3728 Z=-1
66 X=-4.7269 Y=11.1812 Z=-1.4
67 X=-3.4688 Y=8.6607 Z=-1.4
68 X=-2.2124 Y=6.1435 Z=-1.4
69 X=-.9515 Y=3.6174 Z=-1.4
70 X=.3071 Y=1.0957 Z=-1.4
71 X=74.37 Y=11.6656 Z=-1.4
72 X=75.609 Y=9.0924 Z=-1.4
73 X=76.8481 Y=6.5192 Z=-1.4
74 X=78.0871 Y=3.946 Z=-1.4
75 X=79.3261 Y=1.3728 Z=-1.4
76 X=34.4143 Y=12.9471 Z=-1.4
77 X=34.7218 Y=12.3205 Z=-1.4
78 X=34.8893 Y=11.9793 Z=-1.4
79 X=35.3427 Y=11.0556 Z=-1.4
80 X=35.9631 Y=9.7917 Z=-1.4
81 X=36.1477 Y=9.4156 Z=-1.4
82 X=36.5831 Y=8.5286 Z=-1.4
83 X=36.8157 Y=8.0547 Z=-1.4
84 X=36.8735 Y=7.9371 Z=-1.4
85 X=37.2031 Y=7.2656 Z=-1.4
86 X=37.3225 Y=7.0223 Z=-1.4
87 X=37.4062 Y=6.8518 Z=-1.4
88 X=37.7715 Y=6.1076 Z=-1.4
89 X=37.8248 Y=5.999 Z=-1.4
90 X=37.8292 Y=5.99 Z=-1.4
91 X=38.447 Y=4.7314 Z=-1.4
92 X=38.6646 Y=4.288 Z=-1.4
93 X=39.0678 Y=3.4666 Z=-1.4
94 X=39.6887 Y=2.2017 Z=-1.4
95 X=39.9231 Y=1.7242 Z=-1.4
96 X=40.2306 Y=1.0976 Z=-1.4
97 X=37.3225 Y=7.0223 Z=-8.7749
98 X=34.2624 Y=12.095 Z=-1.4
99 X=35.5205 Y=9.5744 Z=-1.4
100 X=36.7769 Y=7.0572 Z=-1.4
101 X=38.0378 Y=4.5311 Z=-1.4
102 X=39.2964 Y=2.0095 Z=-1.4
103 X=35.3739 Y=12.2176 Z=-1.4
104 X=36.6129 Y=9.6444 Z=-1.4
105 X=37.852 Y=7.0712 Z=-1.4
106 X=39.091 Y=4.498 Z=-1.4
107 X=40.33 Y=1.9248 Z=-1.4
108 X=37.3225 Y=7.0223 Z=-3.8583
109 X=37.3225 Y=7.0223 Z=-6.3166

RESTRAINT

```
  ADD=66  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=67  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=68  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=69  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=70  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=71  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=72  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=73  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=74  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=75  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=97  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

PATTERN
  NAME=DEFAULT

MATERIAL
  NAME=CONC01  IDES=C
    T=0  E=2.7849E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=CONC02  IDES=C
    T=0  E=3.18791E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=STEEL  IDES=C
    T=0  E=2.05E+08  U=.15  A=.00001
  NAME=RIGID  IDES=C
    T=0  E=2.05E+08  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC1  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC2  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC3  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=CONC  IDES=C  M=2.54  W=25
    T=0  E=2.547842E+07  U=.15  A=.00001

FRAME SECTION
  NAME=GIRDER01 MAT=CONC02 MPL=5.20227 A=1.43143 J=.0248115 I=.796031,.266391 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER02 MAT=CONC02 MPL=5.20227 A=1.50034 J=.0261346 I=.831236,.364982 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER03 MAT=CONC02 MPL=5.20227 A=1.50034 J=.0261346 I=.831236,.364982 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER04 MAT=CONC02 MPL=5.20227 A=1.50034 J=.0261346 I=.831236,.364982 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER05 MAT=CONC02 MPL=5.20227 A=1.54225 J=.0269392 I=.851122,.438422 AS=0,0 T=1,1
  NAME=CROSS01 MAT=CONC01 A=.54 J=.0144991 I=.1458,.00405 AS=0,0 T=1,1
  NAME=RIGID MAT=RIGID A=10 J=10 I=10,10 AS=100,100 T=1,1
  NAME=P02C0PP01 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.25,2.9 A=3.625 J=1.3768 I=.4720052,2.540521 AS=3.020833,3.020833
  NAME=P02C0PP02 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.455,2.9 A=4.2195 J=2.041389 I=.7443989,2.957166 AS=3.51625,3.51625
  NAME=P02C0PP03 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.611,2.9 A=4.6719 J=2.638424 I=1.010423,3.274223 AS=3.89325,3.89325
  NAME=P02C0PP04 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.831,2.9 A=5.3099 J=3.604849 I=1.48348,3.721355 AS=4.424917,4.424917
  NAME=P02C0PP05 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.036,2.9 A=5.9044 J=4.623023 I=2.039624,4.138 AS=4.920333,4.920333
  NAME=P02C0PP06 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.147,2.9 A=6.2263 J=5.216465 I=2.391734,4.363598 AS=5.188583,5.188583
  NAME=P02C0PP07 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.162,2.9 A=6.2698 J=5.298773 I=2.442214,4.394085 AS=5.224833,5.224833
  NAME=P02C0PP08 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.302,2.9 A=6.6758 J=6.090128 I=2.948035,4.678623 AS=5.563167,5.563167
  NAME=P02C0PP09 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.43,2.9 A=7.047 J=6.849176 I=3.467653,4.938773 AS=5.8725,5.8725
  NAME=P02C0PP10 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.575,2.9 A=7.4675 J=7.750301 I=4.126183,5.233473 AS=6.222917,6.222917
  NAME=P02C0PP11 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.715,2.9 A=7.8735 J=8.665914 I=4.836445,5.518011 AS=6.56125,6.56125
  NAME=P02C0PP12 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.838,2.9 A=8.2302 J=9.514362 I=5.524003,5.767999 AS=6.8585,6.8585
  NAME=P02C0PP13 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.987,2.9 A=8.6623 J=10.53013 I=6.440542,6.070828 AS=7.218583,7.218583
  NAME=P02C0PP14 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.128,2.9 A=9.0712 J=11.49114 I=7.396342,6.357399 AS=7.559333,7.559333
  NAME=P02C0PP15 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.135,2.9 A=9.0915 J=11.5399 I=7.446109,6.371626 AS=7.57625,7.57625
  NAME=P02C0LUP MAT=P02CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
  NAME=P02C0LDN MAT=P02CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
  NAME=P02F00T MAT=P02CONC3 SH=R T=8.8,8.8 A=77.44 J=844.571 I=499.7461,499.7461 AS=64.53333,64.53333
  NAME=P02CP0405 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP04,P02C0PP05 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP0506 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP05,P02C0PP06 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP0608 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP06,P02C0PP08 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP0811 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP08,P02C0PP11 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP1112 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP11,P02C0PP12 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP1214 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP12,P02C0PP14 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP1415 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP14,P02C0PP15 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP1515 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP15,P02C0PP15 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP1513 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP15,P02C0PP13 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP1310 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP13,P02C0PP10 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP1009 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP10,P02C0PP09 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP0907 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP09,P02C0PP07 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP0703 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP07,P02C0PP03 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP0302 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP03,P02C0PP02 EIVAR=2,1 VL=1
  NAME=P02CP0201 TYPE=NONPR
    SEC=P02C0PP02,P02C0PP01 EIVAR=2,1 VL=1
```

```
  NAME=P02COLUMN TYPE=NONPR
    SEC=P02COLUP,P02COLDN E!VAR=2,1 VL=1

NLPROP
  NAME=P175H4     TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=756300  CE=0
    DOF=U2  KE=3594  CE=0
    DOF=U3  KE=3594  CE=0
  NAME=P175H5     TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=605000  CE=0
    DOF=U2  KE=2875  CE=0
    DOF=U3  KE=2875  CE=0

FRAME
  1  J=1,2  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  2  J=2,3  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  3  J=3,4  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  4  J=4,5  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  5  J=5,6  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  6  J=6,7  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  7  J=7,8  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  8  J=8,9  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  9  J=10,11  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  10  J=11,12  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  11  J=12,13  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  12  J=13,14  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  13  J=14,15  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  14  J=15,16  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  15  J=16,17  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  16  J=17,18  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  17  J=19,20  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  18  J=20,21  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  19  J=21,22  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  20  J=22,23  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  21  J=23,24  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  22  J=24,25  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  23  J=25,26  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  24  J=26,27  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  25  J=28,29  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  26  J=29,30  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  27  J=30,31  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  28  J=31,32  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  29  J=32,33  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  30  J=33,34  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  31  J=34,35  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  32  J=35,36  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  33  J=37,38  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  34  J=38,39  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  35  J=39,40  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  36  J=40,41  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  37  J=41,42  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  38  J=42,43  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  39  J=43,44  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  40  J=44,45  SEC=GIRDER01  NSEG=4  ANG=0
  41  J=2,11  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  42  J=3,12  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  43  J=4,13  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  44  J=6,15  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  45  J=7,16  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  46  J=8,17  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  47  J=11,20  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  48  J=12,21  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  49  J=13,22  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  50  J=15,24  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  51  J=16,25  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  52  J=17,26  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  53  J=20,29  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  54  J=21,30  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  55  J=22,31  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  56  J=24,33  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  57  J=25,34  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  58  J=26,35  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  59  J=29,38  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  60  J=30,39  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  61  J=31,40  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  62  J=33,42  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  63  J=34,43  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  64  J=35,44  SEC=CROSS01  NSEG=4  ANG=0
  65  J=2,46  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  66  J=11,47  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  67  J=20,48  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  68  J=29,49  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  69  J=38,50  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  70  J=4,51  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  71  J=13,52  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  72  J=22,53  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  73  J=31,54  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  74  J=40,55  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  75  J=6,56  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
```

```
  76  J=15,57  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  77  J=24,58  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  78  J=33,59  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  79  J=42,60  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  80  J=8,61  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  81  J=17,62  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  82  J=26,63  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  83  J=35,64  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  84  J=44,65  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  85  J=76,77  SEC=P02CP0405  NSEG=4  ANG=0
  86  J=77,78  SEC=P02CP0506  NSEG=4  ANG=0
  87  J=78,79  SEC=P02CP0608  NSEG=4  ANG=0
  88  J=79,80  SEC=P02CP0811  NSEG=4  ANG=0
  89  J=80,81  SEC=P02CP1112  NSEG=4  ANG=0
  90  J=81,82  SEC=P02CP1214  NSEG=4  ANG=0
  91  J=82,83  SEC=P02CP1415  NSEG=4  ANG=0
  92  J=83,84  SEC=P02CP1515  NSEG=4  ANG=0
  93  J=84,85  SEC=P02CP1515  NSEG=4  ANG=0
  94  J=85,86  SEC=P02CP1515  NSEG=4  ANG=0
  95  J=86,87  SEC=P02CP1515  NSEG=4  ANG=0
  96  J=87,88  SEC=P02CP1515  NSEG=4  ANG=0
  97  J=88,89  SEC=P02CP1515  NSEG=4  ANG=0
  98  J=89,90  SEC=P02CP1513  NSEG=4  ANG=0
  99  J=90,91  SEC=P02CP1310  NSEG=4  ANG=0
  100  J=91,92  SEC=P02CP1009  NSEG=4  ANG=0
  101  J=92,93  SEC=P02CP0907  NSEG=4  ANG=0
  102  J=93,94  SEC=P02CP0703  NSEG=4  ANG=0
  103  J=94,95  SEC=P02CP0302  NSEG=4  ANG=0
  104  J=95,96  SEC=P02CP0201  NSEG=4  ANG=0
  106  J=77,98  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  107  J=80,99  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  108  J=85,100  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  109  J=91,101  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  110  J=94,102  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  111  J=78,103  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  112  J=81,104  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  113  J=87,105  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  114  J=92,106  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  115  J=95,107  SEC=RIGID  NSEG=4  ANG=0
  116  J=86,108  SEC=P02COLUMN  NSEG=4  ANG=0  IOFF=2.2249  RIGID=0
  117  J=108,109  SEC=P02COLUMN  NSEG=4  ANG=0
  118  J=109,97  SEC=P02COLUMN  NSEG=4  ANG=0

NLLINK
  1  J=46,66  NLP=P175H5  ANG=0
  2  J=47,67  NLP=P175H5  ANG=0
  3  J=48,68  NLP=P175H5  ANG=0
  4  J=49,69  NLP=P175H5  ANG=0
  5  J=50,70  NLP=P175H5  ANG=0
  6  J=51,98  NLP=P175H4  ANG=0
  7  J=52,99  NLP=P175H4  ANG=0
  8  J=53,100  NLP=P175H4  ANG=0
  9  J=54,101  NLP=P175H4  ANG=0
  10  J=55,102  NLP=P175H4  ANG=0
  11  J=56,103  NLP=P175H4  ANG=0
  12  J=57,104  NLP=P175H4  ANG=0
  13  J=58,105  NLP=P175H4  ANG=0
  14  J=59,106  NLP=P175H4  ANG=0
  15  J=60,107  NLP=P175H4  ANG=0
  16  J=61,71  NLP=P175H5  ANG=0
  17  J=62,72  NLP=P175H5  ANG=0
  18  J=63,73  NLP=P175H5  ANG=0
  19  J=64,74  NLP=P175H5  ANG=0
  20  J=65,75  NLP=P175H5  ANG=0

LOAD
  NAME=LOAD1  SW=1  CSYS=0

MODE
  TYPE=RITZ  N=50
    ACC=UX
    ACC=UY
    LOAD=LOAD1

FUNCTION
  NAME=S1542 NPL=1 PRINT=Y
    0 .385
    .1 .385
    .2 .385
    .3 .385
    .4 .385
    .5 .352
    .6 .3117
    .7 .2813
    .8 .2573
    .9 .2379
    1 .2218
    1.1 .2081
    1.2 .1964
```

```
      1.3 .1862
      1.4 .1772
      1.5 .1692
      1.6 .1621
      1.7 .1557
      1.8 .1499
      1.9 .1446
      2 .1397
      2.1 .1352
      2.2 .1311
      2.3 .1273
      2.4 .1237
      2.5 .1204
      2.6 .1173
      2.7 .1144
      2.8 .1116
      2.9 .109
      3 .1066
      3.2 .1021
      3.4 .0981
      3.6 .0944
      3.8 .0911
      4 .088
      4.25 .0805
      4.5 .0746
      4.75 .0694
      5 .0648
      5.25 .0608
      5.5 .0571
      5.75 .0538
      6 .0508
      6.25 .0482
      6.5 .0457
      6.75 .0435
      7 .0414
      7.25 .0395
      7.5 .0378
      7.75 .0361
      8 .0347
      8.25 .0333
      8.5 .032
      8.75 .0307
      9 .0296
      9.25 .0286
      9.5 .0276
      9.75 .0266
      10 .0257
      15 .015
      20 .0102

SPEC
  NAME=SPECXX  MODC=CQC  ANG=0  DAMP=.05
    ACC=U1  FUNC=S1542  SF=9.81
  NAME=SPECYY  MODC=CQC  ANG=0  DAMP=.05
    ACC=U2  FUNC=S1542  SF=9.81

COMBO
  NAME=COMB1
    SPEC=SPECXX  SF=1
    SPEC=SPECYY  SF=.3
  NAME=COMB2
    SPEC=SPECXX  SF=.3
    SPEC=SPECYY  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

3.3 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역 I
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

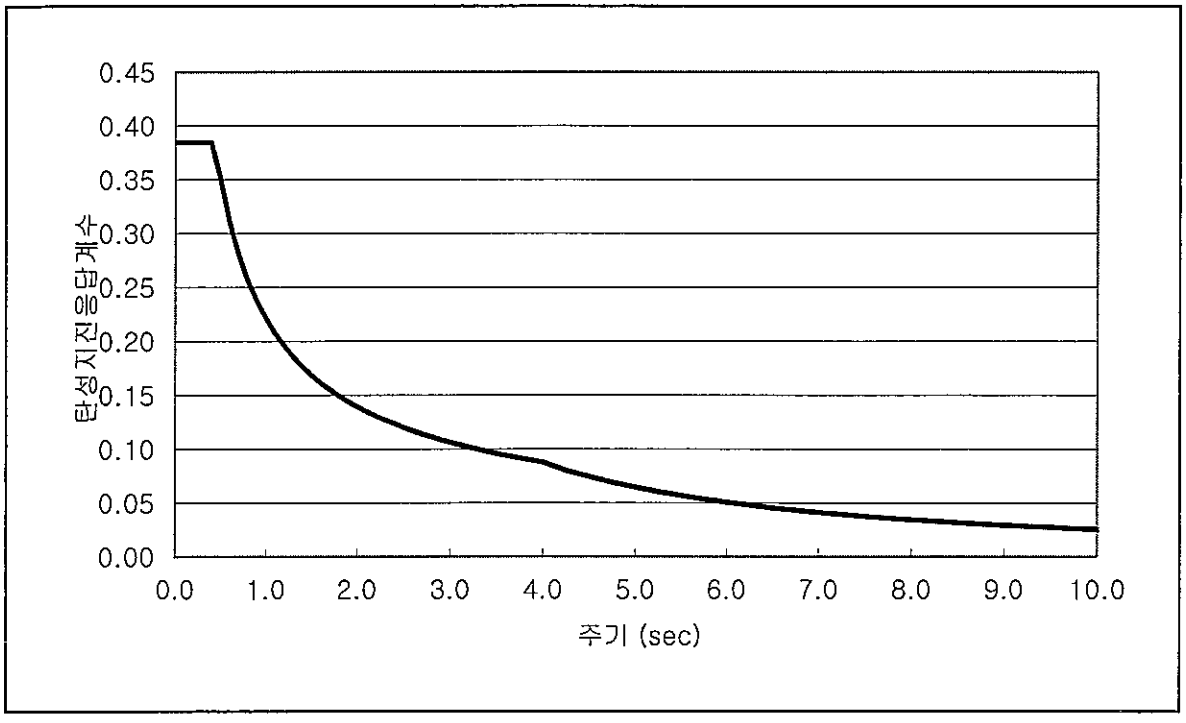
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

② $T > 4.0$ sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (㎨/sec²)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec^2)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

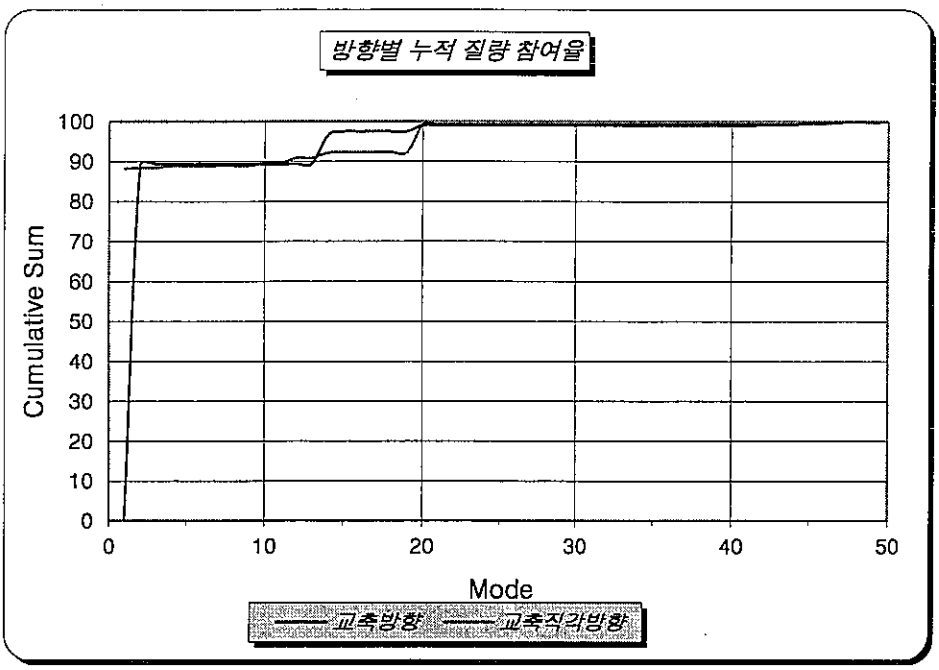
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.2522	0.7986	5.02	25.18	
2	1.1650	0.8584	5.39	29.09	
3	1.1305	0.8846	5.56	30.89	
4	0.6637	1.5068	9.47	89.63	
5	0.4921	2.0319	12.77	162.99	
6	0.4455	2.2449	14.11	198.96	
7	0.4183	2.3908	15.02	225.66	
8	0.4106	2.4356	15.30	234.19	
9	0.3474	2.8782	18.08	327.04	
10	0.3231	3.0950	19.45	378.16	
11	0.3108	3.2177	20.22	408.74	
12	0.2127	4.7021	29.54	872.84	
13	0.1897	5.2728	33.13	1097.59	
14	0.1663	6.0150	37.79	1428.35	
15	0.1489	6.7158	42.20	1780.58	
16	0.1427	7.0086	44.04	1939.22	
17	0.1357	7.3707	46.31	2144.75	
18	0.1356	7.3741	46.33	2146.75	
19	0.1138	8.7844	55.19	3046.40	
20	0.0894	11.1889	70.30	4942.35	
21	0.0766	13.0613	82.07	6734.96	
22	0.0657	15.2209	95.64	9146.25	
23	0.0600	16.6798	104.80	10983.48	
24	0.0598	16.7225	105.07	11039.86	
25	0.0596	16.7704	105.37	11103.15	
26	0.0595	16.8059	105.59	11150.21	
27	0.0556	17.9797	112.97	12762.23	
28	0.0539	18.5551	116.59	13592.07	
29	0.0529	18.8921	118.70	14090.33	
30	0.0528	18.9477	119.05	14173.41	
31	0.0509	19.6332	123.36	15217.46	
32	0.0503	19.8667	124.83	15581.56	
33	0.0496	20.1601	126.67	16045.24	
34	0.0397	25.1842	158.24	25038.85	
35	0.0353	28.2951	177.78	31607.03	
36	0.0318	31.4114	197.36	38952.46	
37	0.0309	32.3583	203.31	41336.30	
38	0.0257	38.8899	244.35	59708.11	
39	0.0242	41.2430	259.14	67152.24	
40	0.0221	45.2447	284.28	80815.55	
41	0.0195	51.2987	322.32	103889.61	
42	0.0177	56.5273	355.17	126146.83	
43	0.0135	74.2918	466.79	217891.96	
44	0.0125	79.7770	501.25	251255.28	
45	0.0112	89.6041	563.00	316968	
46	0.0093	107.9710	678.40	460229	
47	0.0084	118.3596	743.68	553053	
48	0.0047	212.6117	1335.88	1784600	
49	0.0043	230.9346	1451.01	2105400	
50	0.0041	246.7828	1550.58	2404300	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

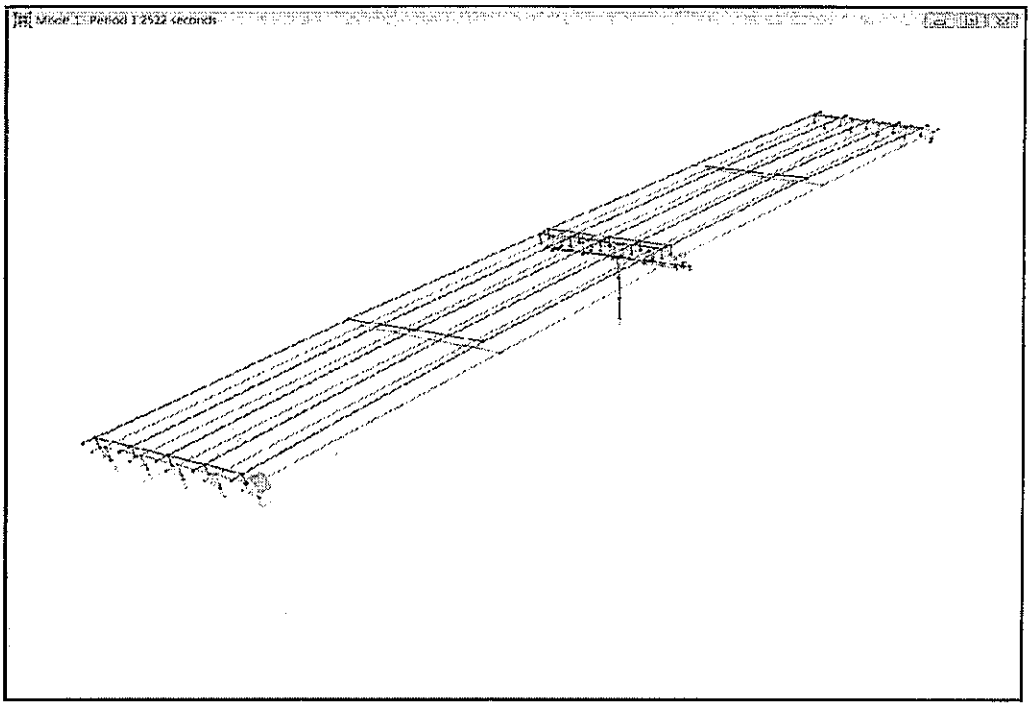


< 질량참여율 >

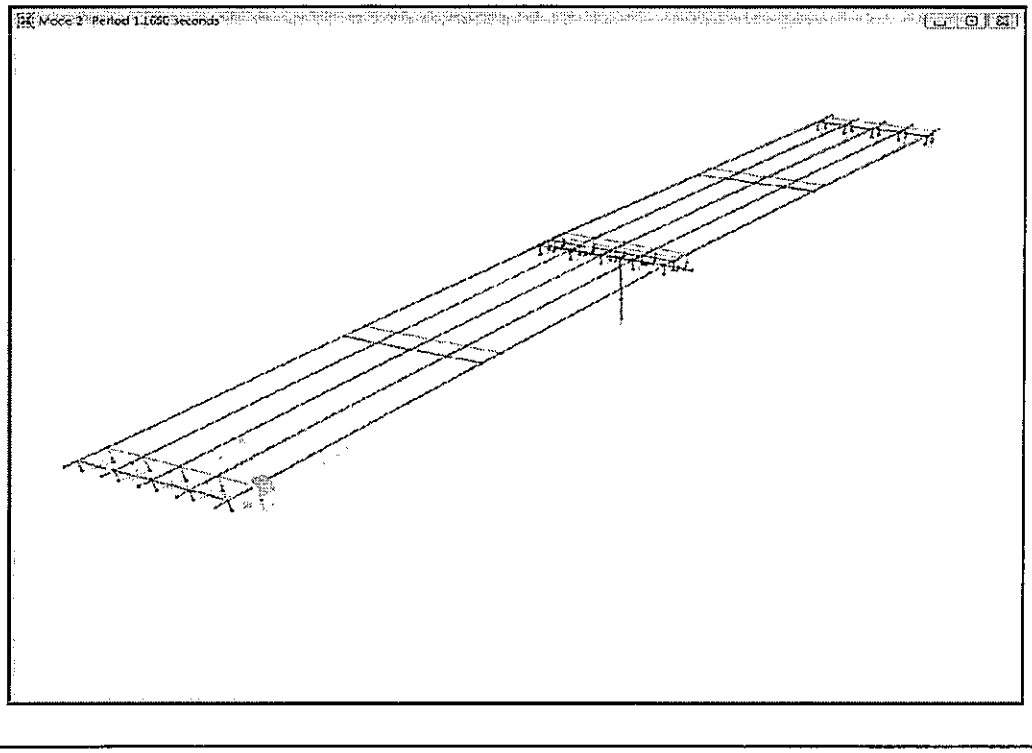
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.252	0.153	88.215	0.000	0.153	88.215	0.000
2	1.165	88.836	0.158	0.000	88.990	88.374	0.000
3	1.130	0.293	0.005	0.001	89.282	88.379	0.001
4	0.664	0.001	0.471	0.000	89.283	88.850	0.001
5	0.492	0.001	0.000	0.002	89.284	88.850	0.002
6	0.445	0.000	0.001	0.000	89.284	88.850	0.003
7	0.418	0.006	0.054	0.037	89.291	88.904	0.039
8	0.411	0.000	0.002	0.031	89.291	88.906	0.070
9	0.347	0.000	0.000	0.002	89.291	88.907	0.072
10	0.323	0.002	0.676	0.046	89.293	89.583	0.118
11	0.311	0.000	0.000	47.040	89.293	89.583	47.158
12	0.213	0.123	1.274	0.050	89.415	90.856	47.208
13	0.190	0.000	0.000	0.000	89.415	90.856	47.208
14	0.166	7.151	1.309	0.000	96.566	92.165	47.208
15	0.149	0.929	0.174	0.000	97.495	92.339	47.208
16	0.143	0.000	0.000	0.001	97.495	92.339	47.208
17	0.136	0.000	0.000	0.000	97.495	92.339	47.208
18	0.136	0.000	0.000	0.001	97.495	92.339	47.209
19	0.114	0.000	0.000	0.000	97.495	92.339	47.209
20	0.089	1.557	6.854	0.013	99.052	99.194	47.222
21	0.077	0.000	0.000	23.006	99.052	99.194	70.228
22	0.066	0.000	0.000	0.000	99.052	99.194	70.228
23	0.060	0.000	0.000	8.683	99.052	99.194	78.911
24	0.060	0.000	0.000	1.224	99.052	99.194	80.135
25	0.060	0.000	0.000	12.482	99.052	99.194	92.616
26	0.060	0.000	0.000	0.947	99.052	99.194	93.563
27	0.056	0.000	0.000	0.000	99.052	99.194	93.563
28	0.054	0.000	0.000	0.002	99.052	99.194	93.564
29	0.053	0.000	0.000	0.007	99.052	99.194	93.571
30	0.053	0.000	0.000	0.019	99.052	99.194	93.590
31	0.051	0.000	0.000	0.005	99.052	99.194	93.595
32	0.050	0.000	0.000	1.725	99.052	99.194	95.320
33	0.050	0.000	0.000	0.000	99.052	99.194	95.320
34	0.040	0.000	0.000	0.000	99.052	99.194	95.320
35	0.035	0.000	0.000	0.000	99.052	99.194	95.320
36	0.032	0.000	0.001	0.000	99.052	99.195	95.320
37	0.031	0.000	0.000	0.000	99.053	99.195	95.320
38	0.026	0.015	0.069	0.145	99.067	99.264	95.465
39	0.024	0.000	0.000	0.000	99.067	99.264	95.465
40	0.022	0.001	0.004	2.713	99.068	99.269	98.178
41	0.019	0.001	0.000	0.000	99.068	99.269	98.178
42	0.018	0.052	0.013	0.000	99.120	99.281	98.178
43	0.013	0.000	0.000	1.103	99.120	99.281	99.282
44	0.013	0.000	0.000	0.122	99.120	99.282	99.404
45	0.011	0.586	0.137	0.000	99.706	99.419	99.404
46	0.009	0.004	0.063	0.013	99.710	99.481	99.417
47	0.008	0.096	0.342	0.002	99.806	99.824	99.419
48	0.005	0.002	0.001	0.542	99.808	99.825	99.961
49	0.004	0.000	0.156	0.004	99.808	99.980	99.964
50	0.004	0.186	0.003	0.004	99.994	99.983	99.968

4.3 모드형상(Mode Shape)

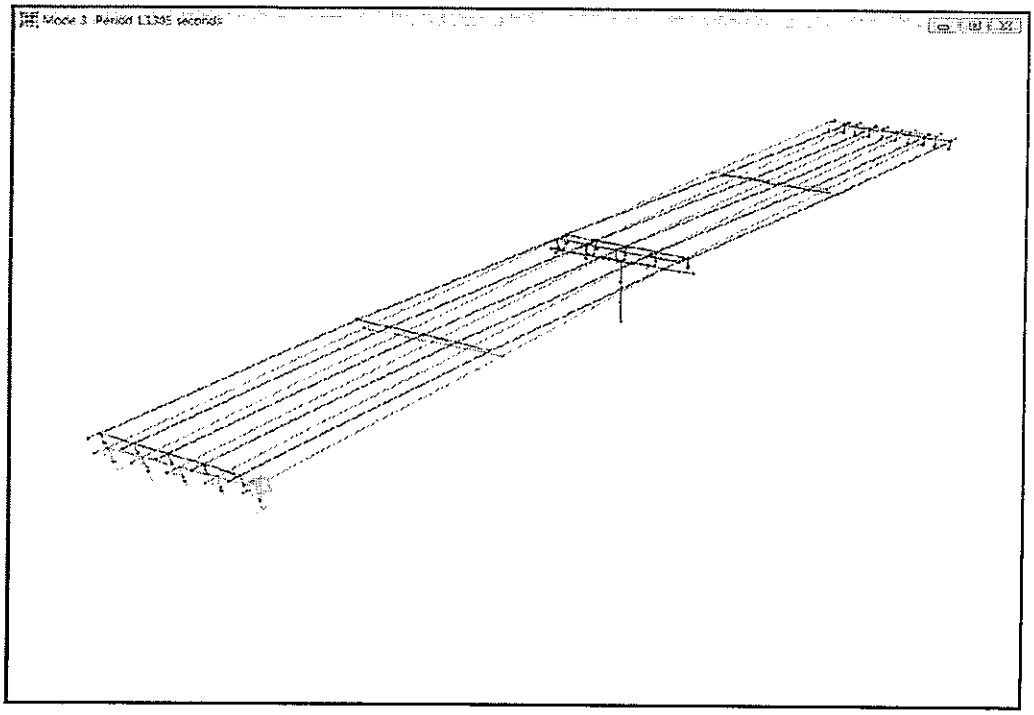
■ Mode 1 T = 1.2522 sec



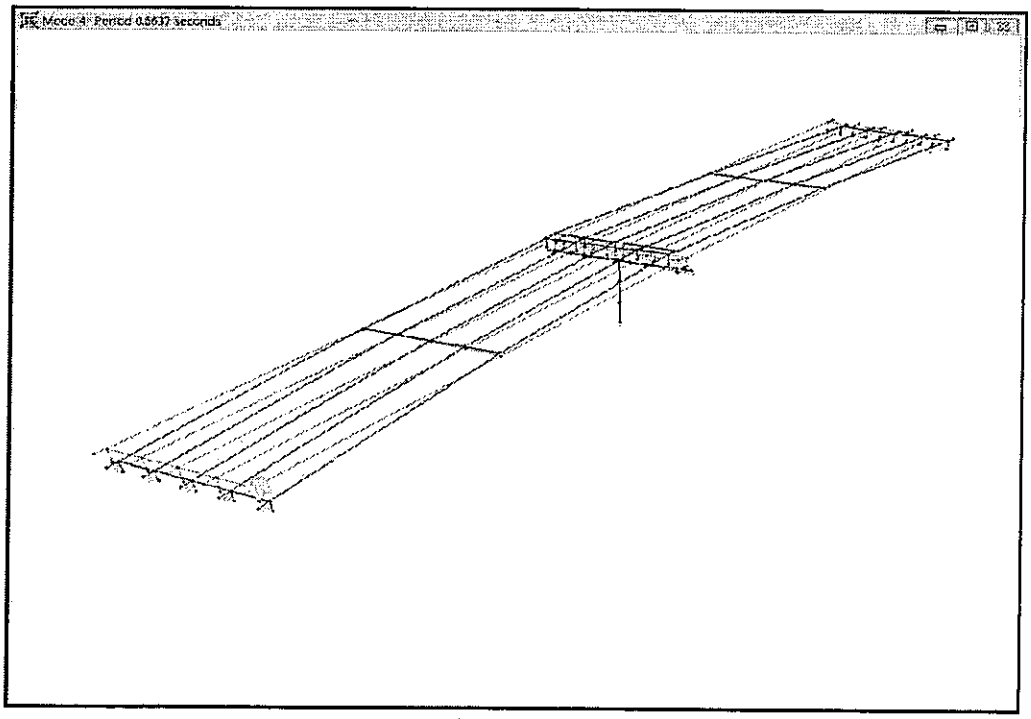
■ Mode 2 T = 1.1650 sec



■ Mode 3 T = 1.1305 sec



■ Mode 4 T = 0.6637 sec



5. 내진해석결과

◎ 다중모드해석

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

1) 전단설계력 (kN)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량		
	1	199.08	61.66	67.18	175.40	1750	M	259	O.K.	
	2	198.59	61.88	66.19	176.55	1750	M	259	O.K.	
A1	3	198.22	61.95	65.59	177.24	1750	G	259	O.K.	
	4	197.91	61.92	65.15	177.64	1750	M	259	O.K.	
	5	197.66	61.89	64.91	178.03	1750	M	259	O.K.	
	6	222.68	74.00	74.58	218.82	1750	M	259	O.K.	
	7	223.20	73.92	74.34	219.43	1750	M	259	O.K.	
P1L	8	223.59	73.85	74.16	219.78	1750	G	259	O.K.	
	9	223.50	73.61	73.95	219.58	1750	M	259	O.K.	
	10	223.22	73.31	73.76	219.10	1750	M	259	O.K.	
	11	222.61	73.73	74.56	218.84	1750	G	259	O.K.	
	12	223.18	73.78	74.34	219.53	1750	G	259	O.K.	
P1R	13	223.59	73.73	74.17	219.80	1750	F	259	O.K.	
	14	223.51	73.49	73.96	219.49	1750	G	259	O.K.	
	15	223.28	73.21	73.80	218.81	1750	G	259	O.K.	
	16	197.75	60.38	65.39	179.49	1750	M	259	O.K.	
	17	198.12	60.44	65.88	179.24	1750	M	259	O.K.	
A2	18	198.49	60.49	66.32	178.96	1750	G	259	O.K.	
	19	198.90	60.46	66.86	178.39	1750	M	259	O.K.	
	20	199.43	60.27	67.81	177.36	1750	M	259	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 받침변위 (mm)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
	1	69.16	21.49	23.23	61.16	1750	5종	90	O.K.	
	2	69.03	21.55	22.96	61.48	1750	5종	90	O.K.	
A1	3	68.94	21.55	22.81	61.66	1750	5종	90	O.K.	
	4	68.87	21.53	22.69	61.77	1750	5종	90	O.K.	
	5	68.80	21.52	22.59	61.90	1750	5종	90	O.K.	
	6	61.09	19.47	19.37	61.40	1750	4종	72	O.K.	
	7	61.45	19.74	19.53	61.63	1750	4종	72	O.K.	
P1L	8	61.71	19.95	19.64	61.79	1750	4종	72	O.K.	
	9	61.77	20.04	19.69	61.79	1750	4종	72	O.K.	
	10	61.73	20.04	19.68	61.72	1750	4종	72	O.K.	
	11	61.06	19.66	19.34	61.49	1750	4종	72	O.K.	
	12	61.44	19.90	19.52	61.72	1750	4종	72	O.K.	
P1R	13	61.71	20.05	19.64	61.83	1750	4종	72	O.K.	
	14	61.78	20.07	19.70	61.79	1750	4종	72	O.K.	
	15	61.75	19.99	19.71	61.64	1750	4종	72	O.K.	
	16	68.84	21.01	22.80	62.42	1750	5종	90	O.K.	
	17	68.94	21.02	22.95	62.33	1750	5종	90	O.K.	
A2	18	69.03	21.05	23.05	62.27	1750	5종	90	O.K.	
	19	69.13	21.05	23.17	62.13	1750	5종	90	O.K.	
	20	69.27	21.01	23.42	61.85	1750	5종	90	O.K.	

3) 기둥에 작용하는 탄성지진력

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력(KN)	모멘트(KN		전단력(KN)	모멘트(KN	
P1	상단	116.00	COMB1	2466.59	3975.66	0.01	1079.09	3347.20	0.00
		116.00	COMB2	1089.92	2389.30	0.00	2425.73	9099.20	0.01
	하단	118.00	COMB1	2496.13	15944.21		1120.64	8193.89	
		118.00	COMB2	1131.06	7038.97		2457.82	20657.57	

6. 상부구조의 여유간격 검토

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치하여야 한다. 상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

$$\Delta l i = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

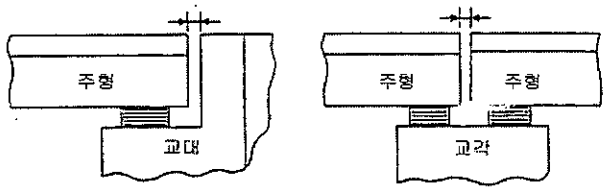
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의 한 이동량 (mm)
Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

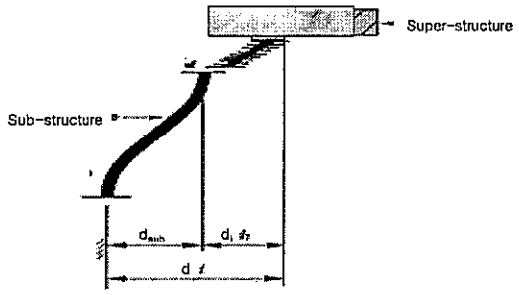
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위(d)		상부변위	온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	탄점변위	교고갑변위					
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	69.16	0.00	69.16	16.00	75.56	130	O.K
A2	69.27	0.00	69.27	16.00	75.67	130	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

내진해석(오창방향)

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 질량산정
   2.4 받침상수

3. 구조해석
   3.1 모델링
   3.2 전산 입력데이터
   3.3 탄성지진 응답계수 산정

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 내진해석 결과
   5.1 받침부재력
   5.2 받침 변위
   5.3 기둥 부재력

6. 유간검토

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : BICON GIRDER 교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
2@40.000 = 80.000 m

1.3 교 폭 : 11.825 m

1.4 교각형식
T형교각

1.5 교각기초형식 : 말뚝기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 p.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 p.455)
(3) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 p.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 탄성받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

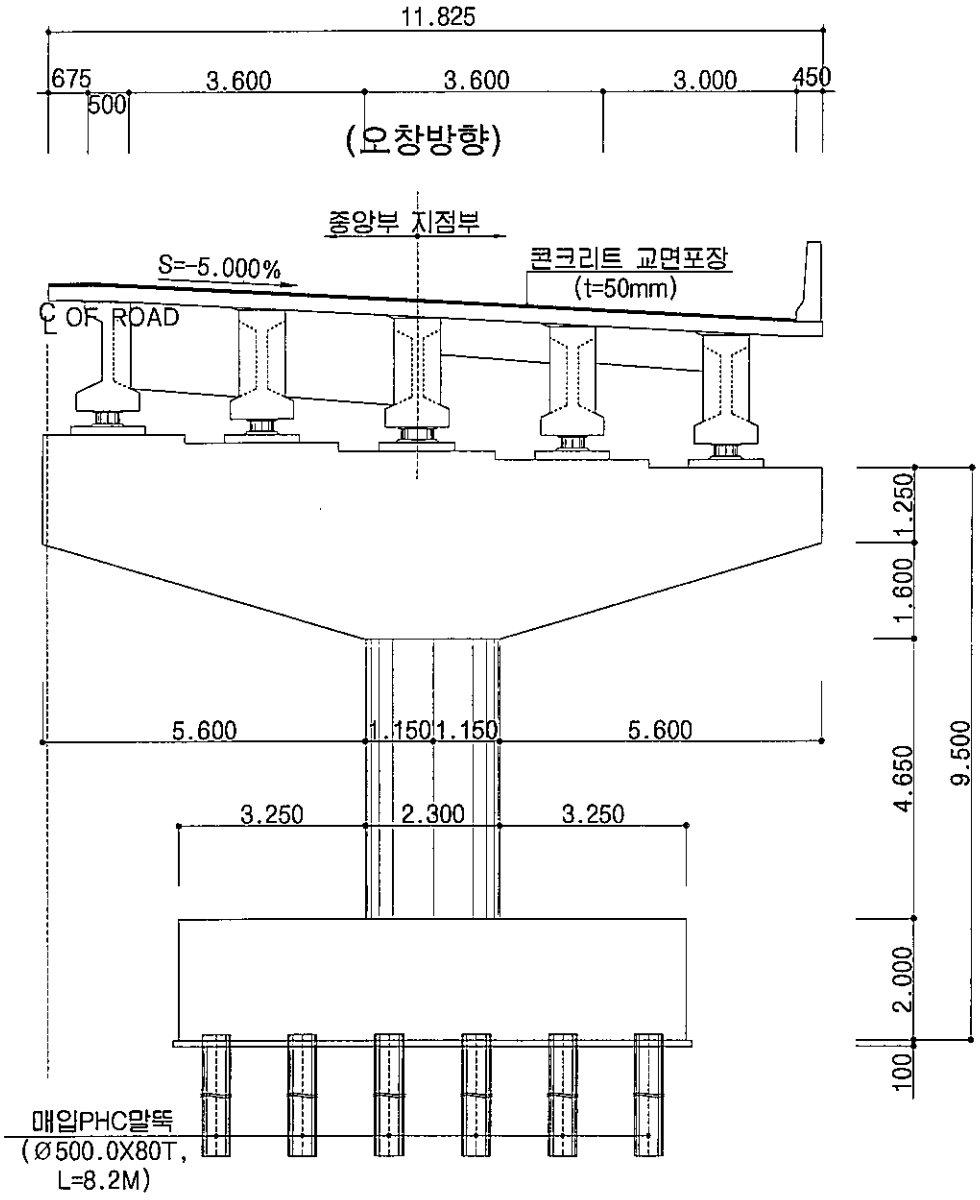
2.1 상부구조

: 상부구조는 BICON GIRDER교로 이루어져 있으며 교폭은 11.825 m이다.

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

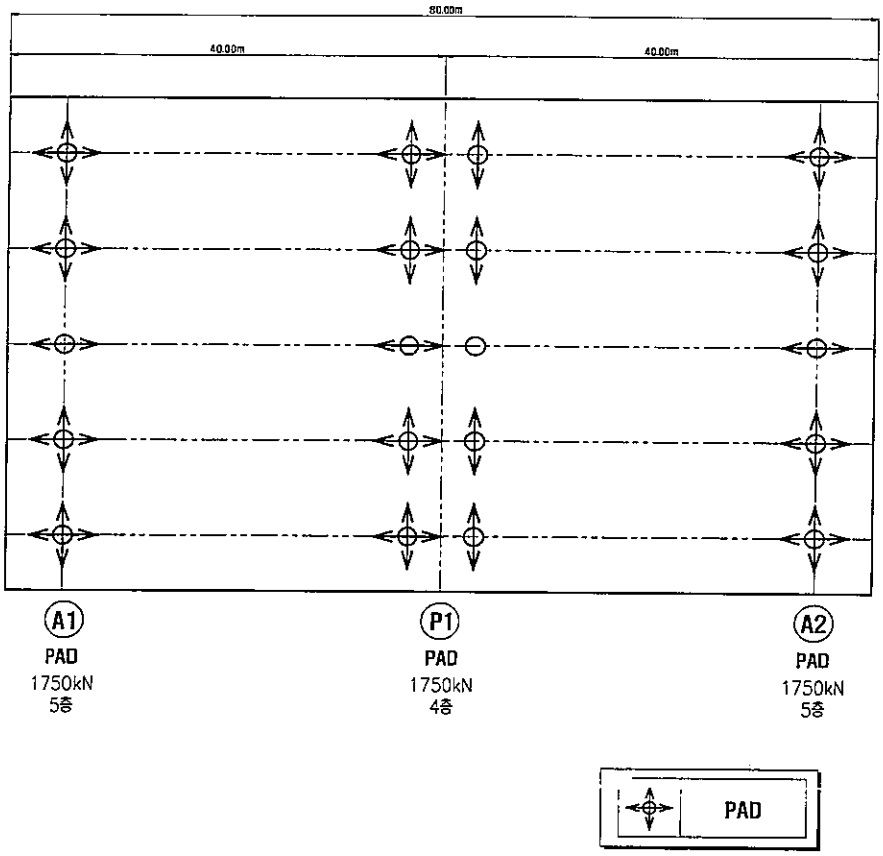
2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.4 적용 받침 특성

1) 받침배치



* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

```
NLPROP
  NAME=P175H4    TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=756300  CE=0
    DOF=U2  KE=3594  CE=0
    DOF=U3  KE=3594  CE=0
  NAME=P175H5    TYPE=Gap
    DOF=U1  KE=605000  CE=0
    DOF=U2  KE=2875  CE=0
    DOF=U3  KE=2875  CE=0
```

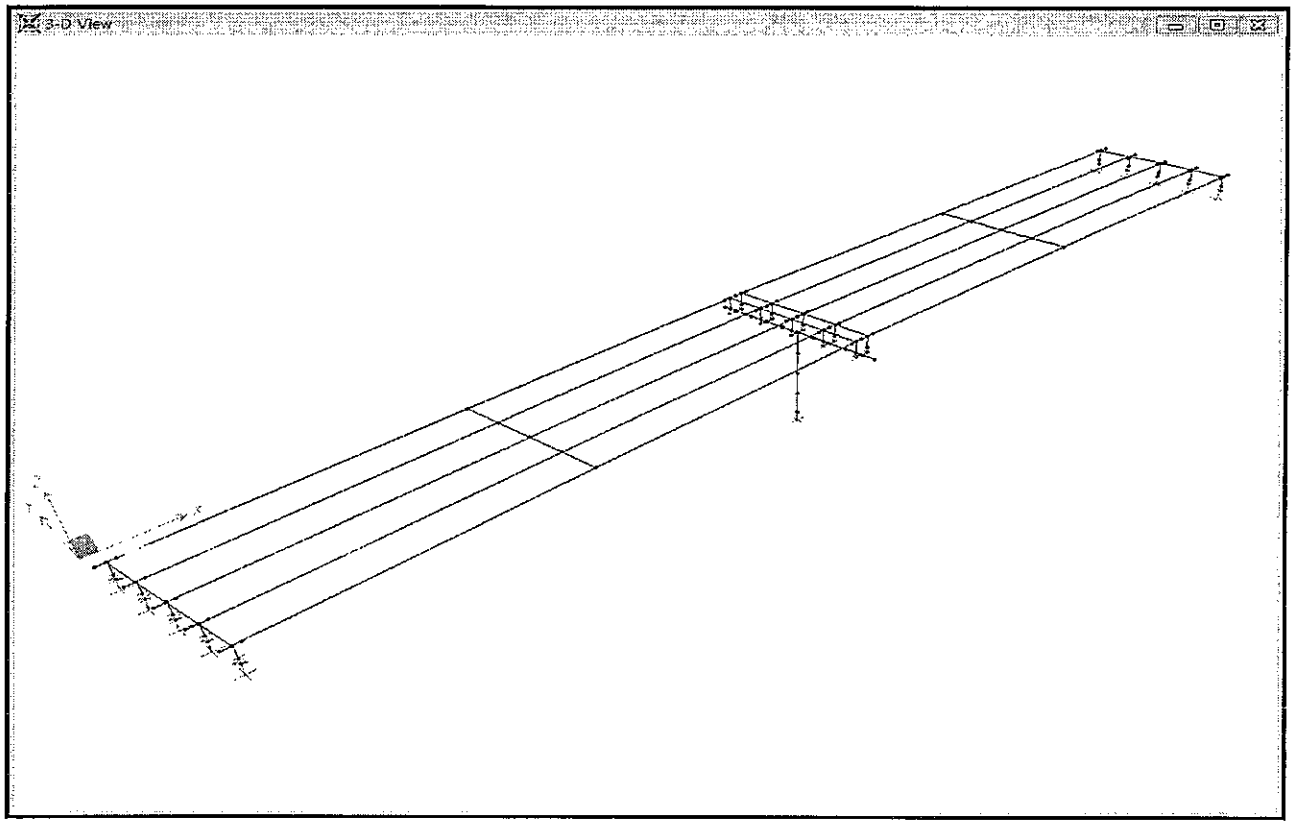
* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

3. 구조해석

3.1 MODELING

상남장교(오창방향)의 기본적인 모델링은 상부 및 하부구조물은 FRAME요소를 이용하였고, 하부구조와 상부구조를 연결하는 교량받침의 특성에 대해서 SAP2000에서 정의하는 NLLINK 라는 요소를 사용하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 전산INPUT DATA

```
SYSTEM
  DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=.6232  Y=-1.071  Z=0
  2  X=1.3844  Y=-1.0581  Z=0
  3  X=20.8825  Y=-.7286  Z=0
  4  X=40.3789  Y=-.3991  Z=0
  5  X=40.9883  Y=-.3888  Z=0
  6  X=41.5721  Y=-.2899  Z=0
  7  X=61.0682  Y=-.7448  Z=0
  8  X=80.5615  Y=-1.1997  Z=0
  9  X=81.3322  Y=-1.2177  Z=0
  10  X=1.8147  Y=-3.4692  Z=0
  11  X=2.5814  Y=-3.4562  Z=0
  12  X=22.0792  Y=-3.1267  Z=0
  13  X=41.5758  Y=-2.7972  Z=0
  14  X=42.1803  Y=-2.787  Z=0
  15  X=42.7471  Y=-2.7332  Z=0
  16  X=62.2431  Y=-3.1882  Z=0
  17  X=81.7365  Y=-3.6431  Z=0
  18  X=82.5252  Y=-3.6615  Z=0
  19  X=3.0068  Y=-5.8674  Z=0
  20  X=3.7784  Y=-5.8543  Z=0
  21  X=23.2759  Y=-5.5248  Z=0
  22  X=42.7728  Y=-5.1953  Z=0
```

23 X=43.3728 Y=-5.1851 Z=0
24 X=43.9222 Y=-5.1766 Z=0
25 X=63.4178 Y=-5.6315 Z=0
26 X=82.9115 Y=-6.0864 Z=0
27 X=83.719 Y=-6.1053 Z=0
28 X=4.1994 Y=-8.2655 Z=0
29 X=4.9753 Y=-8.2524 Z=0
30 X=24.4727 Y=-7.9229 Z=0
31 X=43.9698 Y=-7.5934 Z=0
32 X=44.566 Y=-7.5833 Z=0
33 X=45.0972 Y=-7.6199 Z=0
34 X=64.5926 Y=-8.0749 Z=0
35 X=84.0866 Y=-8.5298 Z=0
36 X=84.9136 Y=-8.5491 Z=0
37 X=5.3926 Y=-10.6637 Z=0
38 X=6.1723 Y=-10.6505 Z=0
39 X=25.6694 Y=-10.321 Z=0
40 X=45.1667 Y=-9.9915 Z=0
41 X=45.7599 Y=-9.9814 Z=0
42 X=46.2722 Y=-10.0633 Z=0
43 X=65.7673 Y=-10.5182 Z=0
44 X=85.2616 Y=-10.9732 Z=0
45 X=86.1091 Y=-10.9929 Z=0
46 X=1.3844 Y=-1.0581 Z=-1
47 X=2.5814 Y=-3.4562 Z=-1
48 X=3.7784 Y=-5.8543 Z=-1
49 X=4.9753 Y=-8.2524 Z=-1
50 X=6.1723 Y=-10.6505 Z=-1
51 X=40.3789 Y=-.3991 Z=-1
52 X=41.5758 Y=-2.7972 Z=-1
53 X=42.7728 Y=-5.1953 Z=-1
54 X=43.9698 Y=-7.5934 Z=-1
55 X=45.1667 Y=-9.9915 Z=-1
56 X=41.5721 Y=-.2899 Z=-1
57 X=42.7471 Y=-2.7332 Z=-1
58 X=43.9222 Y=-5.1766 Z=-1
59 X=45.0972 Y=-7.6199 Z=-1
60 X=46.2722 Y=-10.0633 Z=-1
61 X=80.5615 Y=-1.1997 Z=-1
62 X=81.7365 Y=-3.6431 Z=-1
63 X=82.9115 Y=-6.0864 Z=-1
64 X=84.0866 Y=-8.5298 Z=-1
65 X=85.2616 Y=-10.9732 Z=-1
66 X=1.3844 Y=-1.0581 Z=-1.4
67 X=2.5814 Y=-3.4562 Z=-1.4
68 X=3.7784 Y=-5.8543 Z=-1.4
69 X=4.9753 Y=-8.2524 Z=-1.4
70 X=6.1723 Y=-10.6505 Z=-1.4
71 X=80.5615 Y=-1.1997 Z=-1.4
72 X=81.7365 Y=-3.6431 Z=-1.4
73 X=82.9115 Y=-6.0864 Z=-1.4
74 X=84.0866 Y=-8.5298 Z=-1.4
75 X=85.2616 Y=-10.9732 Z=-1.4
76 X=40.604 Y=.4509 Z=-1.4
77 X=40.8965 Y=-.1452 Z=-1.4
78 X=41.0845 Y=-.5286 Z=-1.4
79 X=41.4866 Y=-1.3483 Z=-1.4
80 X=42.0767 Y=-2.5514 Z=-1.4
81 X=42.2788 Y=-2.9634 Z=-1.4
82 X=42.6668 Y=-3.7544 Z=-1.4
83 X=42.872 Y=-4.1728 Z=-1.4
84 X=42.9297 Y=-4.2904 Z=-1.4
85 X=43.2569 Y=-4.9575 Z=-1.4
86 X=43.3784 Y=-5.2053 Z=-1.4
87 X=43.4727 Y=-5.3974 Z=-1.4
88 X=43.8272 Y=-6.1202 Z=-1.4
89 X=43.847 Y=-6.1606 Z=-1.4
90 X=43.8848 Y=-6.2378 Z=-1.4
91 X=44.4371 Y=-7.3636 Z=-1.4
92 X=44.6665 Y=-7.8314 Z=-1.4
93 X=45.0276 Y=-8.5676 Z=-1.4
94 X=45.6177 Y=-9.7707 Z=-1.4
95 X=45.8604 Y=-10.2654 Z=-1.4
96 X=46.1528 Y=-10.8615 Z=-1.4
97 X=43.3784 Y=-5.2053 Z=-8.2748
98 X=40.3789 Y=-.3991 Z=-1.4
99 X=41.5758 Y=-2.7972 Z=-1.4
100 X=42.7728 Y=-5.1953 Z=-1.4
101 X=43.9698 Y=-7.5934 Z=-1.4
102 X=45.1667 Y=-9.9915 Z=-1.4
103 X=41.5721 Y=-.2899 Z=-1.4
104 X=42.7471 Y=-2.7332 Z=-1.4
105 X=43.9222 Y=-5.1766 Z=-1.4
106 X=45.0972 Y=-7.6199 Z=-1.4
107 X=46.2722 Y=-10.0633 Z=-1.4
108 X=43.3784 Y=-5.2053 Z=-3.6916
109 X=43.3784 Y=-5.2053 Z=-5.9832

RESTRAINT

```
 ADD=66 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=67 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=68 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=69 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=70 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=71 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=72 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=73 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=74 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=75 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
 ADD=97 DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

PATTERN
 NAME=DEFAULT

MATERIAL
 NAME=CONC01 IDES=C
  T=0 E=2.7849E+07 U=.15 A=.00001
 NAME=CONC02 IDES=C
  T=0 E=3.18791E+07 U=.15 A=.00001
 NAME=STEEL IDES=C
  T=0 E=2.05E+08 U=.15 A=.00001
 NAME=RIGID IDES=C
  T=0 E=2.05E+08 U=.15 A=.00001
 NAME=P02CONC1 IDES=C M=2.54842 W=25
  T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
 NAME=P02CONC2 IDES=C M=2.54842 W=25
  T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
 NAME=P02CONC3 IDES=C M=2.54842 W=25
  T=0 E=2.7804E+07 U=.15 A=.00001
 NAME=CONC IDES=C M=2.54 W=25
  T=0 E=2.547842E+07 U=.15 A=.00001

FRAME SECTION
 NAME=GIRDER01 MAT=CONC02 MPL=4.60775 A=1.38132 J=.0238493 I=.768242,.21029 AS=0,0 T=1,1
 NAME=GIRDER02 MAT=CONC02 MPL=4.60775 A=1.47442 J=.0256369 I=.818375,.324795 AS=0,0 T=1,1
 NAME=GIRDER03 MAT=CONC02 MPL=4.60775 A=1.47442 J=.0256369 I=.818375,.324795 AS=0,0 T=1,1
 NAME=GIRDER04 MAT=CONC02 MPL=4.60775 A=1.47442 J=.0256369 I=.818375,.324795 AS=0,0 T=1,1
 NAME=GIRDER05 MAT=CONC02 MPL=4.60775 A=1.49732 J=.0260765 I=.829759,.360093 AS=0,0 T=1,1
 NAME=CROSS01 MAT=CONC01 A=.54 J=.0144991 I=.1458,.00405 AS=0,0 T=1,1
 NAME=RIGID MAT=RIGID A=10 J=10 I=10,10 AS=100,100 T=1,1
 NAME=P02COPP01 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.25,2.9 A=3.625 J=1.3768 I=.4720052,2.540521 AS=3.020833,3.020833
 NAME=P02COPP02 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.456,2.9 A=4.2224 J=2.04497 I=.7459348,2.959199 AS=3.518667,3.518667
 NAME=P02COPP03 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.627,2.9 A=4.7183 J=2.703934 I=1.040829,3.306742 AS=3.931917,3.931917
 NAME=P02COPP04 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.813,2.9 A=5.2577 J=3.52064 I=1.440158,3.684771 AS=4.381417,4.381417
 NAME=P02COPP05 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.019,2.9 A=5.8551 J=4.534641 I=1.988958,4.103449 AS=4.87925,4.87925
 NAME=P02COPP06 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.043,2.9 A=5.9247 J=4.659613 I=2.050734,4.152227 AS=4.93725,4.93725
 NAME=P02COPP07 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.152,2.9 A=6.2408 J=5.243846 I=2.408483,4.373761 AS=5.200667,5.200667
 NAME=P02COPP08 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.436,2.9 A=7.0644 J=6.885582 I=3.493402,4.950967 AS=5.887,5.887
 NAME=P02COPP09 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.439,2.9 A=7.0731 J=6.903813 I=3.506325,4.957064 AS=5.89425,5.89425
 NAME=P02COPP10 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.601,2.9 A=7.5429 J=7.916762 I=4.252436,5.286316 AS=6.28575,6.28575
 NAME=P02COPP11 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.711,2.9 A=7.8619 J=8.639062 I=4.8151,5.509881 AS=6.551583,6.551583
 NAME=P02COPP12 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.854,2.9 A=8.2766 J=9.62827 I=5.61796,5.800517 AS=6.897167,6.897167
 NAME=P02COPP13 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.99,2.9 A=8.671 J=10.55011 I=6.459967,6.076926 AS=7.225833,7.225833
 NAME=P02COPP14 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.127,2.9 A=9.0683 J=11.48418 I=7.389251,6.355367 AS=7.556917,7.556917
 NAME=P02COPP15 MAT=P02CONC1 SH=R T=3.131,2.9 A=9.0799 J=11.51203 I=7.417644,6.363497 AS=7.566583,7.566583
 NAME=P02COLUP MAT=P02CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
 NAME=P02COLDN MAT=P02CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
 NAME=P02FOOT MAT=P02CONC3 SH=R T=8.8,8.8 A=77.44 J=844.571 I=499.7461,499.7461 AS=64.53333,64.53333
 NAME=P02CP0405 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP04,P02COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP0507 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP05,P02COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP0708 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP07,P02COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP0811 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP08,P02COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP1112 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP11,P02COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP1214 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP12,P02COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP1415 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP14,P02COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP1515 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP15,P02COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP1513 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP15,P02COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP1310 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP13,P02COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP1009 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP10,P02COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP0906 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP09,P02COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP0603 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP06,P02COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP0302 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP03,P02COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P02CP0201 TYPE=NONPR
  SEC=P02COPP02,P02COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
```

```
 NAME=P02COLUMN TYPE=NONPR
  SEC=P02COLUP,P02COLDN EIVAR=2,1 VL=1

NLPROP
 NAME=P175H4   TYPE=Gap
  DOF=U1 KE=756300 CE=0
  DOF=U2 KE=3594 CE=0
  DOF=U3 KE=3594 CE=0
 NAME=P175H5   TYPE=Gap
  DOF=U1 KE=605000 CE=0
  DOF=U2 KE=2875 CE=0
  DOF=U3 KE=2875 CE=0

FRAME
  1 J=1,2 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
  2 J=2,3 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
  3 J=3,4 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
  4 J=4,5 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
  5 J=5,6 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
  6 J=6,7 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
  7 J=7,8 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
  8 J=8,9 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
  9 J=10,11 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 10 J=11,12 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 11 J=12,13 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 12 J=13,14 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 13 J=14,15 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 14 J=15,16 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 15 J=16,17 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 16 J=17,18 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 17 J=19,20 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 18 J=20,21 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 19 J=21,22 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 20 J=22,23 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 21 J=23,24 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 22 J=24,25 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 23 J=25,26 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 24 J=26,27 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 25 J=28,29 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 26 J=29,30 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 27 J=30,31 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 28 J=31,32 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 29 J=32,33 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 30 J=33,34 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 31 J=34,35 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 32 J=35,36 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 33 J=37,38 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 34 J=38,39 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 35 J=39,40 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 36 J=40,41 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 37 J=41,42 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 38 J=42,43 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 39 J=43,44 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 40 J=44,45 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
 41 J=2,11 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 42 J=3,12 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 43 J=4,13 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 44 J=6,15 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 45 J=7,16 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 46 J=8,17 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 47 J=11,20 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 48 J=12,21 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 49 J=13,22 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 50 J=15,24 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 51 J=16,25 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 52 J=17,26 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 53 J=20,29 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 54 J=21,30 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 55 J=22,31 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 56 J=24,33 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 57 J=25,34 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 58 J=26,35 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 59 J=29,38 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 60 J=30,39 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 61 J=31,40 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 62 J=33,42 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 63 J=34,43 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 64 J=35,44 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
 65 J=2,46 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 66 J=11,47 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 67 J=20,48 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 68 J=29,49 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 69 J=38,50 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 70 J=4,51 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 71 J=13,52 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 72 J=22,53 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 73 J=31,54 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 74 J=40,55 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 75 J=6,56 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
```

```
 76 J=15,57 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 77 J=24,58 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 78 J=33,59 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 79 J=42,60 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 80 J=8,61 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 81 J=17,62 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 82 J=26,63 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 83 J=35,64 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 84 J=44,65 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 85 J=76,77 SEC=P02CP0405 NSEG=4 ANG=0
 86 J=77,78 SEC=P02CP0507 NSEG=4 ANG=0
 87 J=78,79 SEC=P02CP0708 NSEG=4 ANG=0
 88 J=79,80 SEC=P02CP0811 NSEG=4 ANG=0
 89 J=80,81 SEC=P02CP1112 NSEG=4 ANG=0
 90 J=81,82 SEC=P02CP1214 NSEG=4 ANG=0
 91 J=82,83 SEC=P02CP1415 NSEG=4 ANG=0
 92 J=83,84 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
 93 J=84,85 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
 94 J=85,86 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
 95 J=86,87 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
 96 J=87,88 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
 97 J=88,89 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
 98 J=89,90 SEC=P02CP1513 NSEG=4 ANG=0
 99 J=90,91 SEC=P02CP1310 NSEG=4 ANG=0
 100 J=91,92 SEC=P02CP1009 NSEG=4 ANG=0
 101 J=92,93 SEC=P02CP0906 NSEG=4 ANG=0
 102 J=93,94 SEC=P02CP0603 NSEG=4 ANG=0
 103 J=94,95 SEC=P02CP0302 NSEG=4 ANG=0
 104 J=95,96 SEC=P02CP0201 NSEG=4 ANG=0
 106 J=77,98 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 107 J=80,99 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 108 J=85,100 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 109 J=91,101 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 110 J=94,102 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 111 J=78,103 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 112 J=81,104 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 113 J=87,105 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 114 J=92,106 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 115 J=95,107 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
 116 J=86,108 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=2.22476 RIGID=0
 117 J=108,109 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
 118 J=109,97 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0

NLLINK
 1 J=46,66 NLP=P175H5 ANG=0
 2 J=47,67 NLP=P175H5 ANG=0
 3 J=48,68 NLP=P175H5 ANG=0
 4 J=49,69 NLP=P175H5 ANG=0
 5 J=50,70 NLP=P175H5 ANG=0
 6 J=51,98 NLP=P175H4 ANG=0
 7 J=52,99 NLP=P175H4 ANG=0
 8 J=53,100 NLP=P175H4 ANG=0
 9 J=54,101 NLP=P175H4 ANG=0
 10 J=55,102 NLP=P175H4 ANG=0
 11 J=56,103 NLP=P175H4 ANG=0
 12 J=57,104 NLP=P175H4 ANG=0
 13 J=58,105 NLP=P175H4 ANG=0
 14 J=59,106 NLP=P175H4 ANG=0
 15 J=60,107 NLP=P175H4 ANG=0
 16 J=61,71 NLP=P175H5 ANG=0
 17 J=62,72 NLP=P175H5 ANG=0
 18 J=63,73 NLP=P175H5 ANG=0
 19 J=64,74 NLP=P175H5 ANG=0
 20 J=65,75 NLP=P175H5 ANG=0

LOAD
 NAME=LOAD1 SW=1 CSYS=0

MODE
 TYPE=RITZ N=50
  ACC=UX
  ACC=UY
  LOAD=LOAD1

FUNCTION
 NAME=S1542 NPL=1 PRINT=Y
  0 .385
  .1 .385
  .2 .385
  .3 .385
  .4 .385
  .5 .352
  .6 .3117
  .7 .2813
  .8 .2573
  .9 .2379
  1 .2218
  1.1 .2081
  1.2 .1964
```

```
    1.3 .1862
    1.4 .1772
    1.5 .1692
    1.6 .1621
    1.7 .1557
    1.8 .1499
    1.9 .1446
    2 .1397
    2.1 .1352
    2.2 .1311
    2.3 .1273
    2.4 .1237
    2.5 .1204
    2.6 .1173
    2.7 .1144
    2.8 .1116
    2.9 .109
    3 .1066
    3.2 .1021
    3.4 .0981
    3.6 .0944
    3.8 .0911
    4 .088
    4.25 .0805
    4.5 .0746
    4.75 .0694
    5 .0648
    5.25 .0608
    5.5 .0571
    5.75 .0538
    6 .0508
    6.25 .0482
    6.5 .0457
    6.75 .0435
    7 .0414
    7.25 .0395
    7.5 .0378
    7.75 .0361
    8 .0347
    8.25 .0333
    8.5 .032
    8.75 .0307
    9 .0296
    9.25 .0286
    9.5 .0276
    9.75 .0266
    10 .0257
    15 .015
    20 .0102

SPEC
  NAME=SPECXX  MODC=CQC  ANG=0  DAMP=.05
    ACC=U1  FUNC=S1542  SF=9.81
  NAME=SPECYY  MODC=CQC  ANG=0  DAMP=.05
    ACC=U2  FUNC=S1542  SF=9.81

COMBO
  NAME=COMB1
    SPEC=SPECXX  SF=1
    SPEC=SPECYY  SF=.3
  NAME=COMB2
    SPEC=SPECXX  SF=.3
    SPEC=SPECYY  SF=1

OUTPUT
: No Output Requested

END
```

3.3 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역 I
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

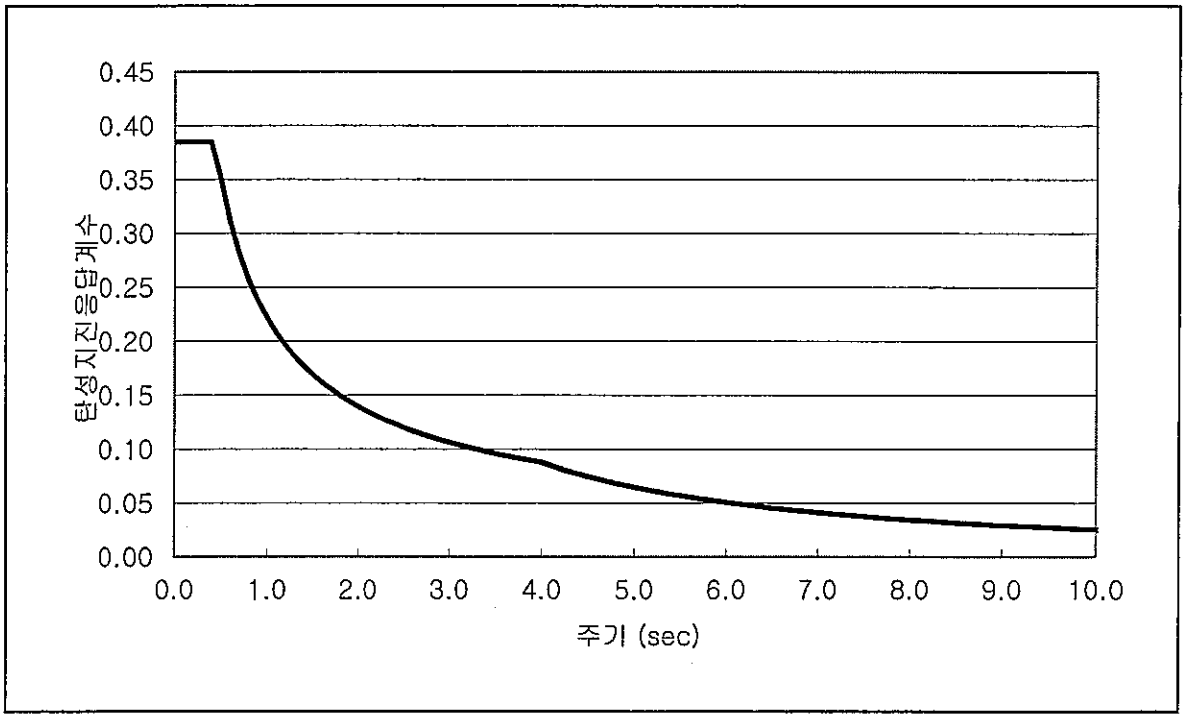
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

② $T > 4.0$ sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (㎨)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (㎨)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec^2)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

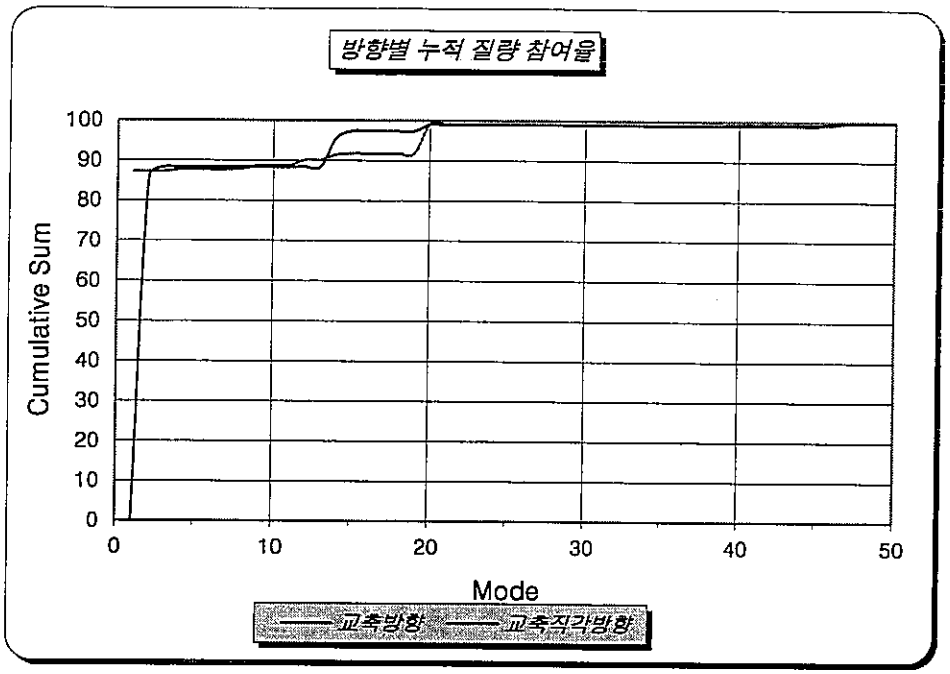
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.1799	0.8476	5.33	28.36	
2	1.0913	0.9164	5.76	33.15	
3	1.0766	0.9288	5.84	34.06	
4	0.6319	1.5825	9.94	98.87	
5	0.4914	2.0350	12.79	163.49	
6	0.4244	2.3565	14.81	219.23	
7	0.3898	2.5653	16.12	259.79	
8	0.3838	2.6057	16.37	268.05	
9	0.3324	3.0083	18.90	357.27	
10	0.3114	3.2111	20.18	407.06	
11	0.2969	3.3683	21.16	447.90	
12	0.1984	5.0400	31.67	1002.82	
13	0.1676	5.9665	37.49	1405.42	
14	0.1481	6.7500	42.41	1798.73	
15	0.1341	7.4593	46.87	2196.64	
16	0.1258	7.9504	49.95	2495.36	
17	0.1204	8.3025	52.17	2721.28	
18	0.1191	8.3947	52.75	2782.05	
19	0.0995	10.0489	63.14	3986.57	
20	0.0792	12.6225	79.31	6289.98	
21	0.0704	14.2032	89.24	7963.98	
22	0.0626	15.9796	100.40	10080.66	
23	0.0563	17.7715	111.66	12468.32	
24	0.0561	17.8222	111.98	12539.56	
25	0.0561	17.8360	112.07	12559.03	
26	0.0560	17.8560	112.19	12587.15	
27	0.0536	18.6659	117.28	13754.92	
28	0.0501	19.9728	125.49	15748.46	
29	0.0488	20.5106	128.87	16607.96	
30	0.0484	20.6713	129.88	16869.15	
31	0.0467	21.4157	134.56	18106.11	
32	0.0465	21.5112	135.16	18267.84	
33	0.0453	22.0899	138.79	19263.97	
34	0.0423	23.6251	148.44	22034.67	
35	0.0385	25.9738	163.20	26633.69	
36	0.0291	34.3452	215.80	46568.39	
37	0.0285	35.1036	220.56	48647.81	
38	0.0258	38.7568	243.52	59300.17	
39	0.0248	40.2829	253.11	64062.19	
40	0.0211	47.4049	297.85	88716.93	
41	0.0162	61.6903	387.61	150242.93	
42	0.0139	72.1935	453.61	205757.62	
43	0.0125	79.8234	501.55	251547.62	
44	0.0107	93.2743	586.06	343465.98	
45	0.0099	100.5989	632.08	399527	
46	0.0097	103.1824	648.31	420311	
47	0.0075	132.7479	834.08	695689	
48	0.0044	225.4844	1416.76	2007200	
49	0.0041	244.5467	1536.53	2360900	
50	0.0036	277.6263	1744.38	3042900	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

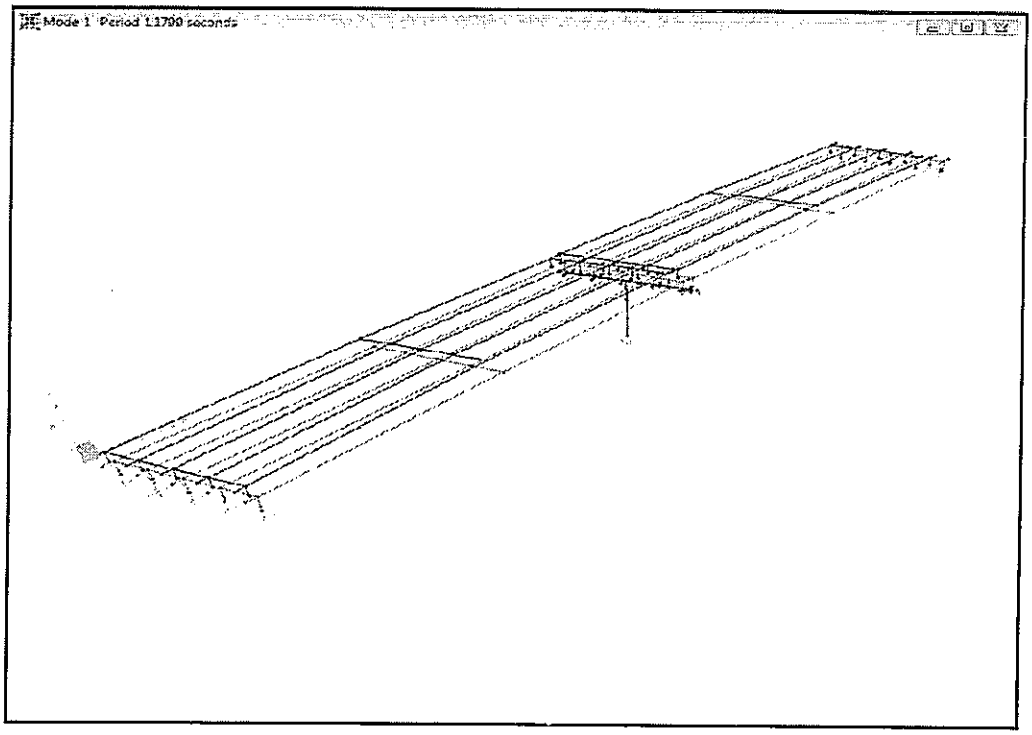


< 질량참여율 >

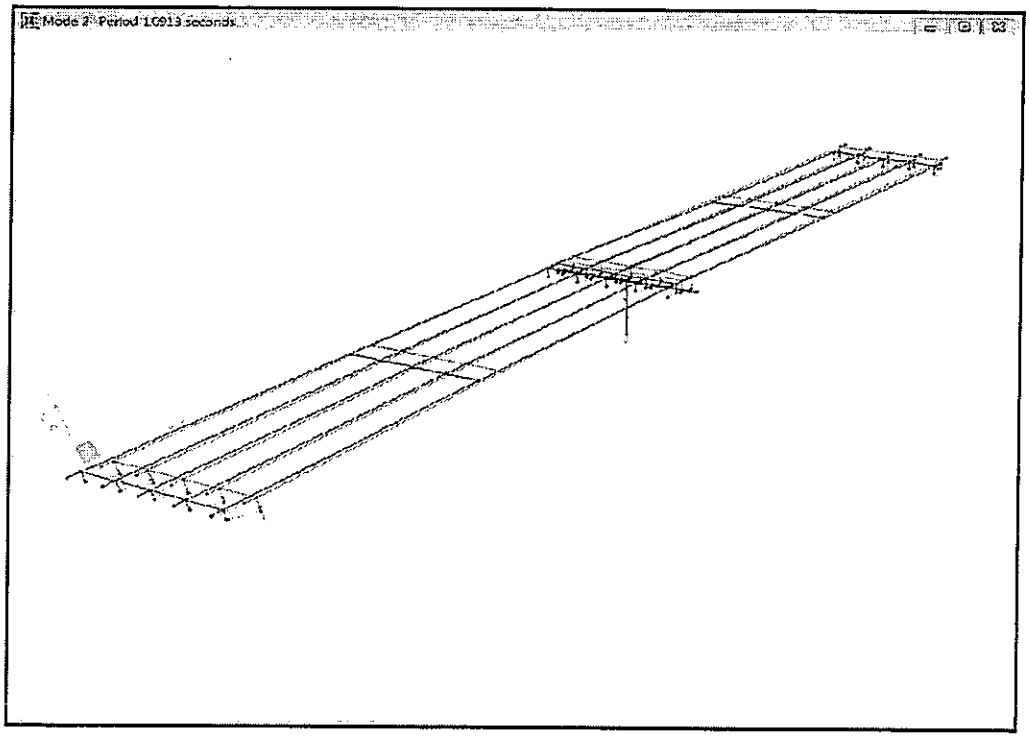
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.180	0.057	87.179	0.000	0.057	87.179	0.000
2	1.091	85.822	0.056	0.000	85.879	87.235	0.000
3	1.077	2.367	0.003	0.001	88.247	87.239	0.001
4	0.632	0.000	0.379	0.000	88.247	87.617	0.001
5	0.491	0.001	0.000	0.002	88.248	87.617	0.003
6	0.424	0.000	0.001	0.000	88.249	87.618	0.003
7	0.390	0.001	0.007	0.013	88.249	87.625	0.016
8	0.384	0.009	0.249	0.092	88.258	87.874	0.107
9	0.332	0.004	0.812	0.025	88.262	88.686	0.132
10	0.311	0.000	0.000	0.008	88.262	88.686	0.140
11	0.297	0.000	0.000	46.259	88.262	88.686	46.399
12	0.198	0.138	1.466	0.081	88.400	90.152	46.480
13	0.168	0.000	0.000	0.000	88.400	90.152	46.480
14	0.148	7.062	1.277	0.001	95.463	91.429	46.481
15	0.134	1.880	0.349	0.000	97.342	91.778	46.481
16	0.126	0.000	0.000	0.000	97.342	91.778	46.481
17	0.120	0.000	0.000	0.002	97.342	91.778	46.483
18	0.119	0.000	0.000	0.000	97.342	91.778	46.483
19	0.100	0.000	0.000	0.000	97.342	91.778	46.483
20	0.079	1.664	7.356	0.015	99.006	99.134	46.497
21	0.070	0.000	0.000	23.800	99.007	99.134	70.297
22	0.063	0.000	0.000	0.000	99.007	99.134	70.297
23	0.056	0.000	0.000	6.557	99.007	99.134	76.854
24	0.056	0.000	0.000	9.848	99.007	99.134	86.702
25	0.056	0.000	0.000	6.398	99.007	99.134	93.100
26	0.056	0.000	0.001	0.402	99.007	99.135	93.501
27	0.054	0.000	0.000	0.000	99.007	99.135	93.502
28	0.050	0.000	0.000	0.000	99.007	99.135	93.502
29	0.049	0.000	0.000	0.019	99.007	99.135	93.521
30	0.048	0.000	0.000	0.000	99.007	99.135	93.521
31	0.047	0.000	0.000	0.018	99.007	99.135	93.539
32	0.046	0.000	0.000	1.354	99.007	99.135	94.893
33	0.045	0.000	0.000	0.001	99.007	99.135	94.894
34	0.042	0.000	0.000	0.000	99.007	99.135	94.894
35	0.039	0.000	0.000	0.000	99.007	99.135	94.894
36	0.029	0.000	0.000	0.000	99.007	99.135	94.894
37	0.028	0.000	0.001	0.000	99.007	99.136	94.894
38	0.026	0.000	0.000	0.000	99.007	99.136	94.894
39	0.025	0.018	0.093	0.193	99.025	99.229	95.087
40	0.021	0.002	0.005	3.033	99.027	99.234	98.120
41	0.016	0.048	0.012	0.000	99.075	99.246	98.120
42	0.014	0.004	0.001	0.001	99.079	99.247	98.121
43	0.013	0.000	0.000	1.219	99.079	99.247	99.340
44	0.011	0.011	0.001	0.025	99.090	99.248	99.365
45	0.010	0.000	0.001	0.023	99.090	99.249	99.388
46	0.010	0.602	0.147	0.000	99.692	99.396	99.388
47	0.008	0.100	0.403	0.001	99.791	99.799	99.388
48	0.004	0.001	0.011	0.541	99.792	99.810	99.930
49	0.004	0.019	0.139	0.036	99.812	99.949	99.965
50	0.004	0.177	0.026	0.000	99.989	99.976	99.965

4.3 모드형상(Mode Shape)

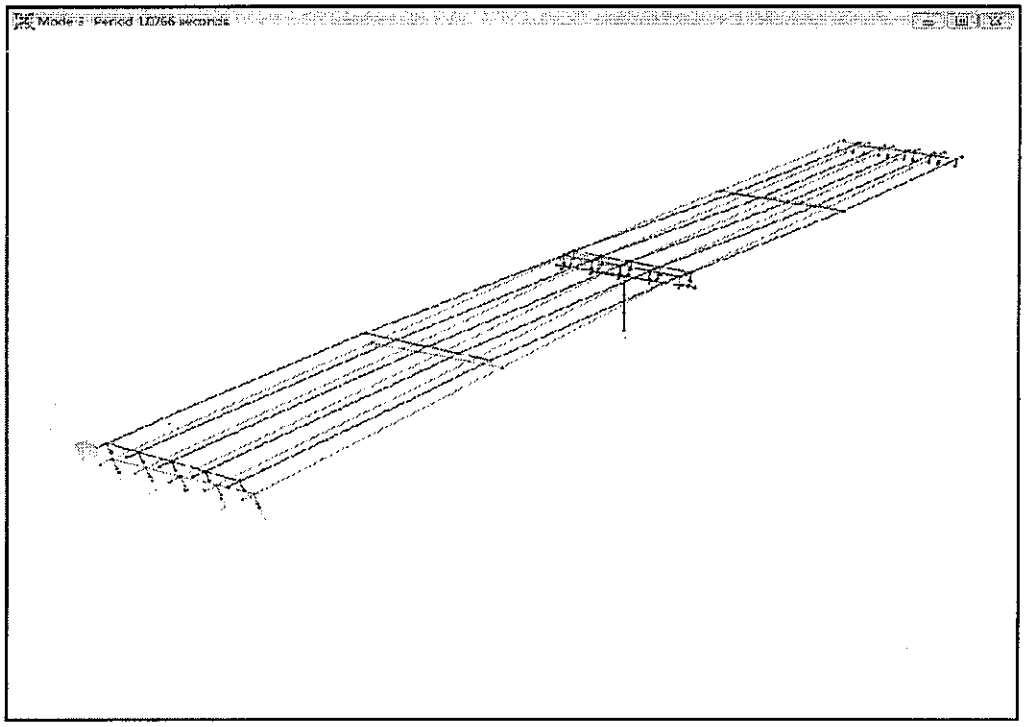
■ Mode 1 T = 1.1799 sec



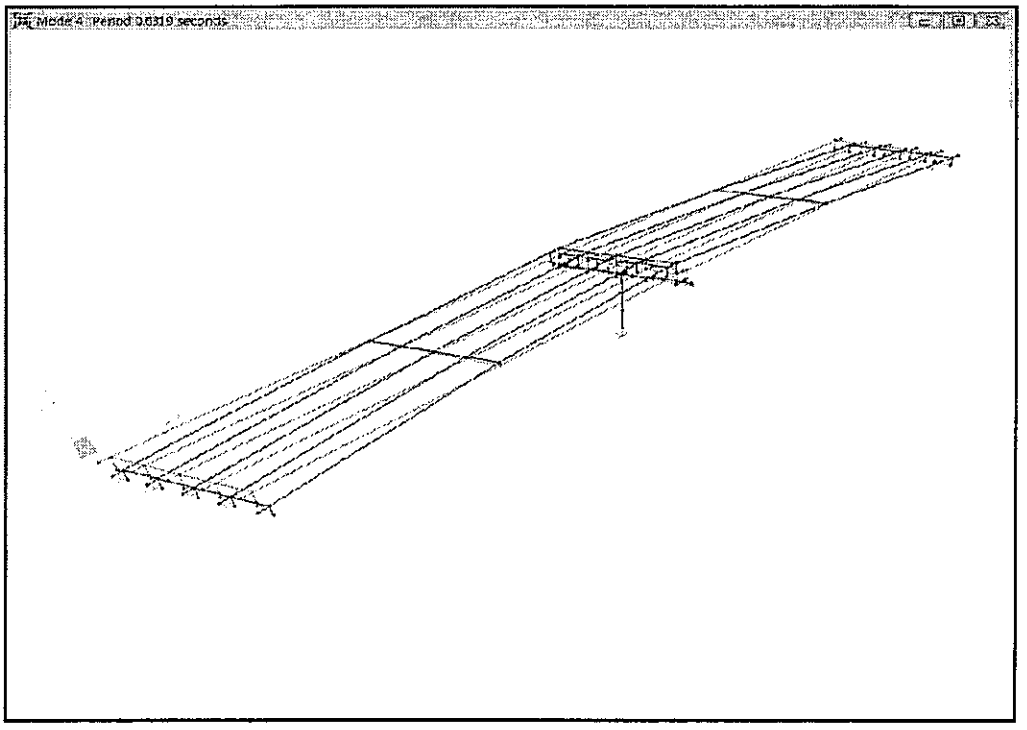
■ Mode 2 T = 1.0913 sec



■ Mode 3 T = 1.0766 sec



■ Mode 4 T = 0.6319 sec



5. 내진해석결과

◎ 다중모드해석

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

1) 받침부재력 (kN)

PIER No	부재	GOM1		GOM2		교량받침			검토	비고
		교축방향	교직	교축방향	교직	설계작용력	등급	허용응력		
A1	1	181.46	57.27	59.25	161.84	1750	M	259	O.K.	
	2	181.00	57.40	58.31	162.83	1750	M	259	O.K.	
	3	180.69	57.37	57.84	163.35	1750	G	259	O.K.	
	4	180.44	57.26	57.52	163.62	1750	M	259	O.K.	
	5	180.25	57.16	57.44	163.93	1750	M	259	O.K.	
P1	6	207.13	66.15	67.22	201.18	1750	M	259	O.K.	
	7	207.44	65.87	66.91	201.68	1750	M	259	O.K.	
	8	207.65	65.66	66.72	201.95	1750	G	259	O.K.	
	9	207.50	65.38	66.56	201.76	1750	M	259	O.K.	
	10	207.23	65.12	66.49	201.33	1750	M	259	O.K.	
P1	11	207.09	65.67	67.21	201.15	1750	G	259	O.K.	
	12	207.42	65.57	66.91	201.72	1750	G	259	O.K.	
	13	207.65	65.45	66.72	201.95	1750	F	259	O.K.	
	14	207.50	65.26	66.56	201.70	1750	G	259	O.K.	
	15	207.26	65.13	66.50	201.16	1750	G	259	O.K.	
A2	16	180.37	54.90	57.62	163.91	1750	M	259	O.K.	
	17	180.66	55.02	58.11	163.67	1750	M	259	O.K.	
	18	180.95	55.14	58.54	163.47	1750	G	259	O.K.	
	19	181.26	55.19	59.06	163.00	1750	M	259	O.K.	
	20	181.72	55.08	60.08	162.06	1750	M	259	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 받침변위 (mm)

PIER No	부재	GOM1		GOM2		교량받침			검토	비고
		교축방향	교직	교축방향	교직	설계작용력	등급	허용변위		
A1	1	63.04	19.96	20.49	56.42	1750	5종	90	O.K.	
	2	62.92	19.94	20.23	56.70	1750	5종	90	O.K.	
	3	62.85	19.96	20.11	56.83	1750	5종	90	O.K.	
	4	62.78	19.91	20.02	56.90	1750	5종	90	O.K.	
	5	62.72	19.88	19.97	57.01	1750	5종	90	O.K.	
P1	6	56.86	17.24	17.43	56.31	1750	4종	72	O.K.	
	7	57.17	17.48	17.60	56.52	1750	4종	72	O.K.	
	8	57.37	17.67	17.70	56.66	1750	4종	72	O.K.	
	9	57.39	17.74	17.72	56.66	1750	4종	72	O.K.	
	10	57.29	17.68	17.66	56.58	1750	4종	72	O.K.	
P1	11	56.84	17.43	17.41	56.41	1750	4종	72	O.K.	
	12	57.16	17.64	17.59	56.60	1750	4종	72	O.K.	
	13	57.37	17.75	17.70	56.70	1750	4종	72	O.K.	
	14	57.39	17.71	17.72	56.65	1750	4종	72	O.K.	
	15	57.29	17.56	17.68	56.50	1750	4종	72	O.K.	
A2	16	62.78	19.10	20.08	57.01	1750	5종	90	O.K.	
	17	62.86	19.14	20.24	56.93	1750	5종	90	O.K.	
	18	62.93	19.19	20.35	56.88	1750	5종	90	O.K.	
	19	63.01	19.21	20.46	56.76	1750	5종	90	O.K.	
	20	63.13	19.20	20.75	56.51	1750	5종	90	O.K.	

3) 기둥에 작용하는 탄성지진력

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN-		전단력 (KN)	모멘트 (KN-	
P1	상단	116	COMB1	2301.55	3402.12	0.01	1004.66	2935.42	0.00
		116	COMB2	1022.68	2069.47	0.00	2239.59	8007.20	0.01
	하단	118	COMB1	2328.85	13801.75		1043.63	7110.75	
		118	COMB2	1060.95	6109.71		2269.62	17912.71	

6. 상부구조의 여유간격 검토

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치하여야 한다. 상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

$$\Delta li = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

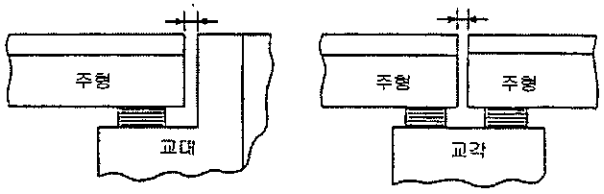
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의 한 이동량 (mm)
Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

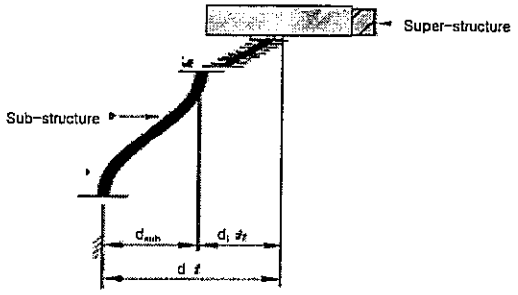
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구분	상부구조의 총변위 (di)		상부구조	온도변화	여유간격	설치여간	결과검토
	탄성변위	콘크리트					
	(di)	(dsub)	(d = di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	63.04	0.00	63.04	16.00	69.44	130	O.K
A2	63.13	0.00	63.13	16.00	69.53	130	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

6. 용두천교

상부 구조

목 차

1. 설계개요
   1.1. 공법개요
   1.2. 단면구성
   1.3. 설계법 및 사용 프로그램
   1.4. 참고문헌
   1.5. 설계흐름도
2. 설계조건
   2.1. 기본제원
   2.2. 주요 재료
   2.3. 허용 응력
   2.4. 설계 하중
   2.5. 활하중에 대한 허용 처짐
3. 단면가정
   3.1. 거더 제원
   3.2. PS 강연선 및 PS강봉 배치
   3.3. 강선의 배치
4. 바닥판의 설계
5. 단면성질
   5.1. 총단면
   5.2. 순단면
   5.3. PS강재 환산단면
   5.4. 바닥판 합성단면
   5.5. 단면성질 요약
6. 설계하중
   6.1. 하중산정
   6.2. 합성전 고정하중
   6.3. 합성후 고정하중
   6.4. 활하중(LL단계)
7. 하중 횡분배계수의 산정
   7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약
   7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수
   7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method
   7.4. 횡 방향 등분점에 대한 영향선 종거
   7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수
   6.6. 활하중에 대한 하중 분배계수
8. 설계 단면력 집계
   8.1. 지간중앙부의 휨모멘트 집계
   8.2. 지간지점부의 전단력 집계
   8.3. 반력집계(시점측)
   8.4. 반력집계(종점측)
9. 프리스트레스
   9.1. 마찰에 의한 손실
   9.2 정착장치 활동에 의한 손실
   9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실
   9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약
10. 응력검토
   10.1. G1거더 응력산출
   10.2. G2~G(N-1)거더 응력산출
   10.3. GN거더 응력산출
11. 응력집계
   11.1. G1거더 응력집계
   11.2. G2~G(N-1)거더 응력집계
   11.3. GN거더 응력집계
12. 처짐검토
   12.1. 하중 단계별 처짐
   12.2. 크리프에 의한 처짐
   12.3. 처짐의 합계
   12.4 활하중에 의한 처짐 검토
13. 휨강도 검토
14. 수직강도 검토
15. 정착부 설계

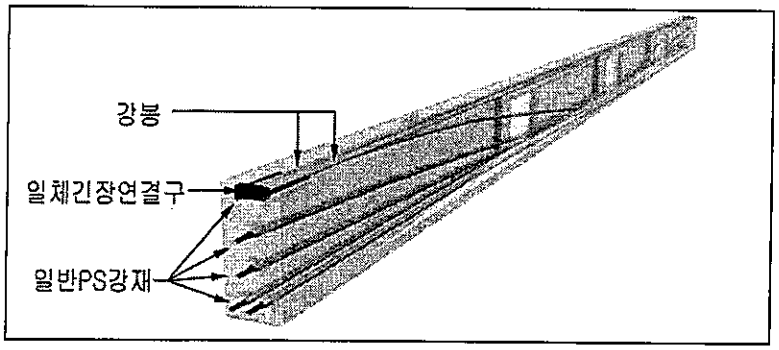
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화 할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생되는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 등시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생되는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

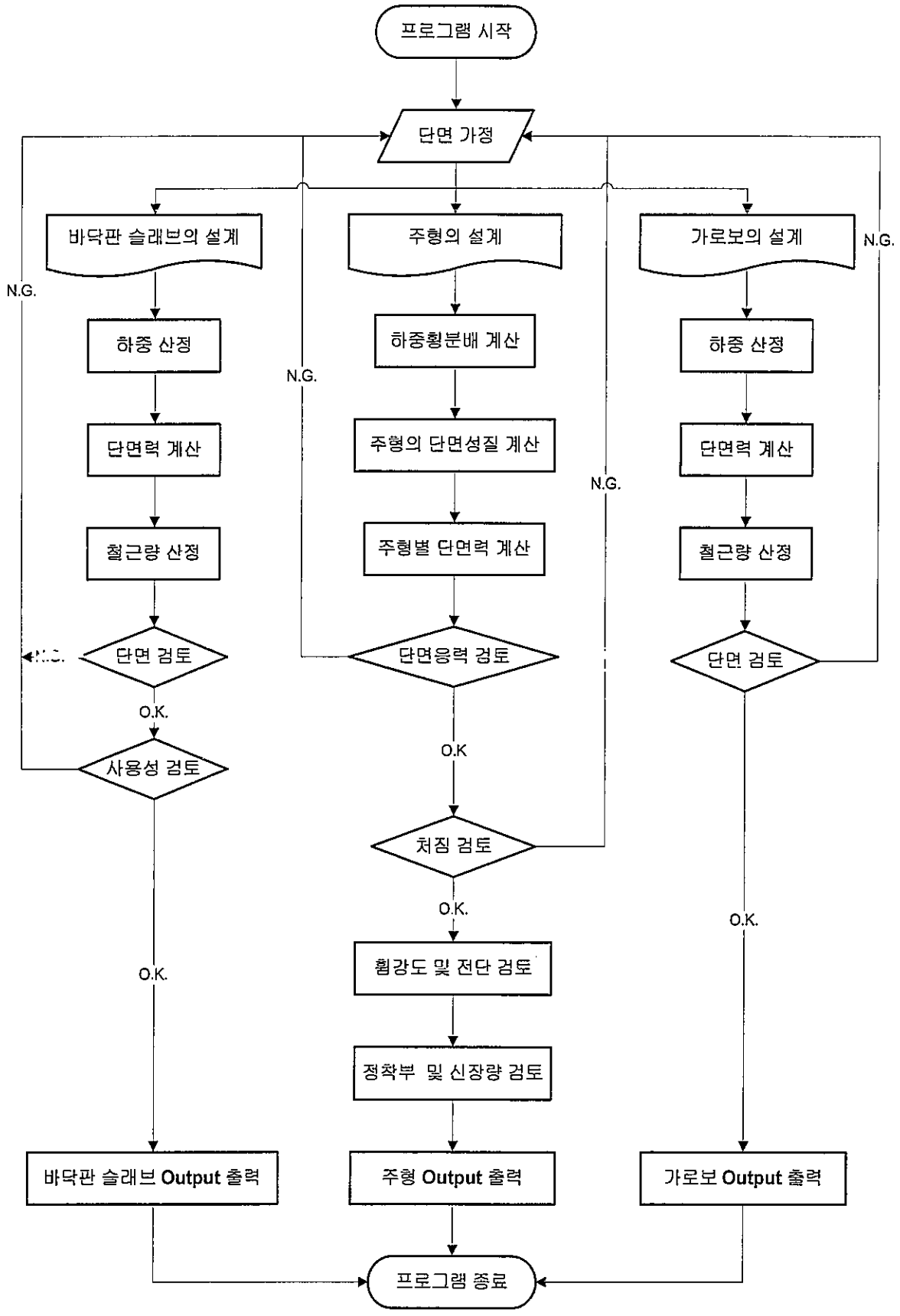
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Ic.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도


프로그램 시작
단면 가정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
가로보의 설계
N.G.
N.G.
N.G.
N.G.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
철근량 산정
주형별 단면력 계산
철근량 산정
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
O.K
사용성 검토
처짐 검토
O.K.
O.K.
O.K.
휨강도 및 전단 검토
정착부 및 신장량 검토
바닥판 슬래브 Output 출력
주형 Output 출력
가로보 Output 출력
프로그램 종료

2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 용두천교
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 45.000 m

(2) 거 더 전 장 : 44.900 m

(3) 설 계 지 간 : 44.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 24.470 m

(5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

(6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

(1) 콘 크 리 트 Fcks = 27 MPa

Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 27804 MPa

(2) 철근(SD400) Fyb = 400 MPa

Esb = 2.0 × 10^5 MPa

2.2.2 Bicon 거더

(1) 콘크리트(사용 하중 시)

- 설계기준강도 : Fck = 40 MPa
- 탄 성 계 수 : Ecks = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 30891 MPa

(2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)

- 설계기준강도 : Fci = 0.8 × fck = 32 MPa
- 탄 성 계 수 : Eci = 8,500 × √(fck+8)^1/3 = 29070 MPa

(3) 철근(SD300)

- 항 복 강 도 : Fby = 300 MPa
- 탄 성 계 수 : Ebs = 2.0 × 10^5 MPa

(4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpt = 15.2 mm
- 단 면 적 : Apt = 138.7 mm^2
- 극 한 강 도 : Fput = 1900 MPa
- 항 복 강 도 . Fpyt = 1600 MPa
- 탄 성 계 수 : Ept = 2.0 × 10^5 MPa

(5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)

- 직 경 : Dpc = 40 mm
- 단 면 적 : Apc = 1257 mm^2
- 극 한 강 도 : Fpuc = 1050 MPa
- 항 복 강 도 : Fpyc = 950 MPa
- 탄 성 계 수 : Epc = 2.00 × 10^5 MPa

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
PS강재 개수	개,mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

(1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = Epc / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = Ept / Eck = 200000 / 30891 = 6.474

(3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = Ecks / Eck = 27804 / 30891 0.900

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : 0.4 × fcks = 10.8 MPa
- 허용인장응력 : 0.5√(Fck) = 2.60 MPa (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

(1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

- 허용압축응력 : 0.60 × fci = 19.2 MPa
- 허용인장응력 : 1.41 MPa 0.25×√fci

(2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

- 허용압축응력 : 0.45 × fck = 18.0 MPa
- 허용인장응력 : 0.5 × √fck = 3.16 MPa

(3) 균열응력 : 0.63 × √fck = 3.98 MPa

(4) 정착부의 지압응력

- 긴장재 정착 직후 : fcr = 0.7 × fci ×√(Ab'/Ab - 0.2) ≤ 1.10 × fci
- 프리스트레스 손실 발생 후 : fcr = 0.5 × fck ×√(Ab'/Ab) ≤ 0.90 × fck

2.3.3 PS 강연선

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyt , 0.8 × fput) = 1504 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 1312 MPa

2.3.4 PS 강봉

(1) 긴장시 최대응력 : MIN (0.94 × fpyc , 0.8 × fpuc) = 840 MPa

(2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

(3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : MIN (0.74 × fput , 0.82 × fpyt)= 777 MPa

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

(1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3

(2) 프리스트레스트 콘크리트 : 25000 N/m^3

(3) PS강연선 : 11.01 N/m

(4) PS강봉 : 102.1 N/m

(5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

(1) 적용하중 : 1등급

(2) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 44) = 0.179 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

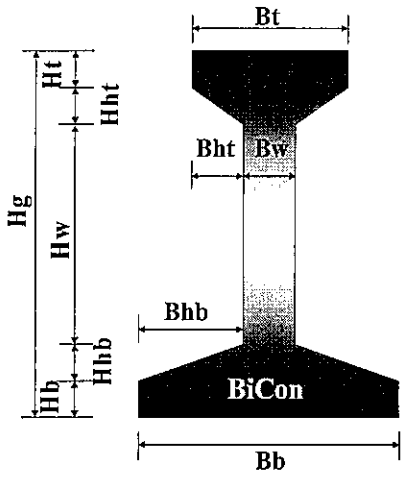
L / 800 = 0.0550 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

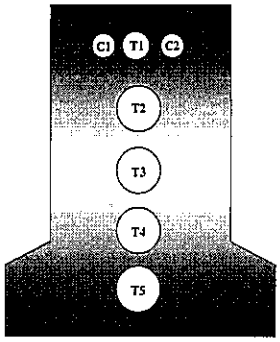
Hg	2100 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1250 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

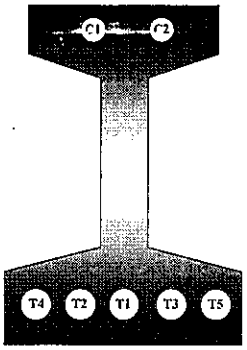
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	15EA	15EA	15EA	15EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-675kN	-675kN	1350kN	3060kN	3060kN	3060kN	3060kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1975mm	1975mm	1975mm	1600mm	1150mm	700mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	1975mm	1975mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

(1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.

(2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.

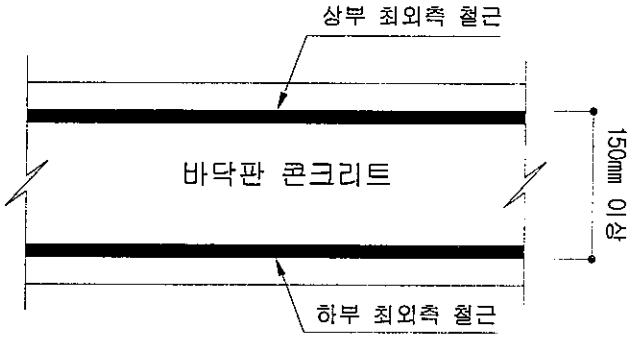
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(4) 거더 플랜지부의 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.

(5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

6 ≤ 1.950 m / 0.240 m = 8.125 ≤ 15 ---------- O.K

(6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150㎜이상인 경우 적용한다.



240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 mm ≥ 150 mm ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.950 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 홈집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240㎜이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

(10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 켄틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

1.366 m (좌측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.239 m (우측켄틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	켄틸레버구간	켄틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

(3) 현장타설 되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근하되 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.

4.1.3 사용철근량

(1) 바닥판 슬래브 단면 : 1000 × 240 = 240000 mm^2

(2) 주철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

하부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.400% = 960.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 200 = 993.000 mm^2

$\sum$ = 993.000 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(3) 배력철근

상부 철근량

As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

하부 철근량

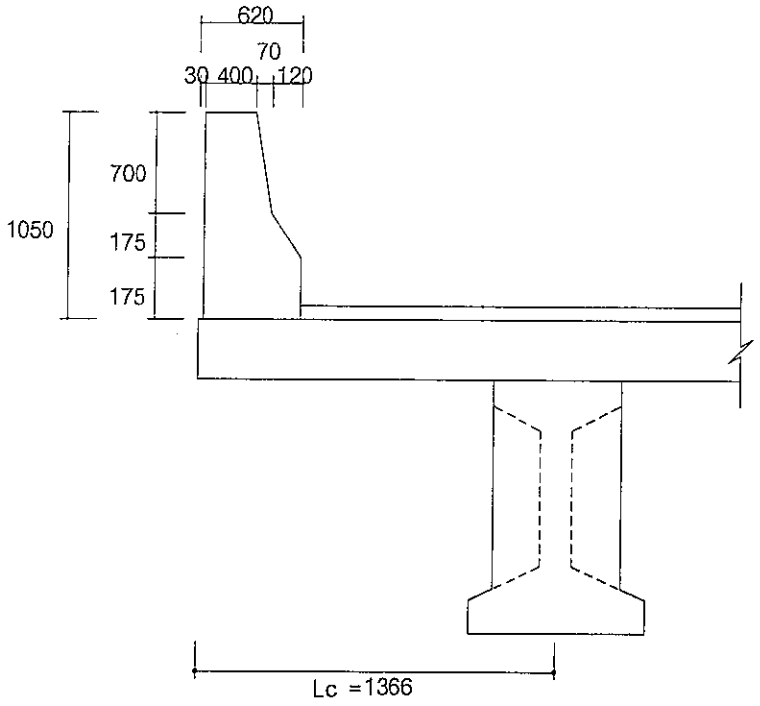
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

As_{use} = H 16 @ 250 = 794.400 mm^2

$\sum$ = 794.400 mm^2 (N = 4) ---------- O.K

4.2 캔틸레버 부(좌측)

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.046 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 192.88 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.693	8.680
바닥판	0.232	25.000	5.800	0.483	2.801
포 장	0.017	23.500	0.407	0.173	0.070
방음판			2.000	0.736	1.472
합 계			20.732		13.023

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.177 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) · X · (1 + i)

= (96.000 / 1.177) · 0.046 · (1 + 0.300) = 4.878 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = $(V / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m)

$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	6.863
활하중 비재하시	0.0030	1670	15.281

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0.003° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.023	
2	활하중	Ml	4.878	
3	풍하중	Mw	6.863	활하중 재하시
			15.281	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	27.418	17.901	
Case 2	36.795	28.304	
Case 3	27.732	24.764	
Case 4	23.272	17.901	
Case 5	26.666	24.764	
Case 6	53.605	41.234	
Case 7	61.964	51.637	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	61.964	
사 용 하 중	51.637	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 61963800.0 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 61963800.0 = 0 에서

As(req) = 1067.670 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0059

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1067.670

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1067.67 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1423.560

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

Σ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 61.964 kN · m ---------- O.K

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.966 × 1000 / 10 = 96.6 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96.6mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 51.637 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 196.979 MPa

Fsmax (=196.979 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 196.98) - 2.5 × 52.00 = 269.789 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 196.98) = 319.831 mm

Sa는 작은 값인 269.789 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 269.789 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 4.878 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 18.609 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 715.339 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 715.339 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 715.339 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.023	
2	활하중	Ml	4.878	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	6.863	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			37.907	
Case 2	1.3		1.3		47.263	
Case 3	1.3	2.6		0.65	34.074	
Case 4	1.3	2.6	1.3		59.946	
Case 5	1.2		1.2	1.2	51.862	
적 용					59.946	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 59946416.6 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2425.500 × 400.000 = 970200.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 42.275 mm , c = 42.275 / β1

= 42.275 / 0.85 = 35.933 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 35.933) / 35.933

= 0.0120

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 59946416.6 = 0 에서

As(req) = 1030.978 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0057

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1030.978

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1374.637

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2135.340

∴ As = 2135.34 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2425.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

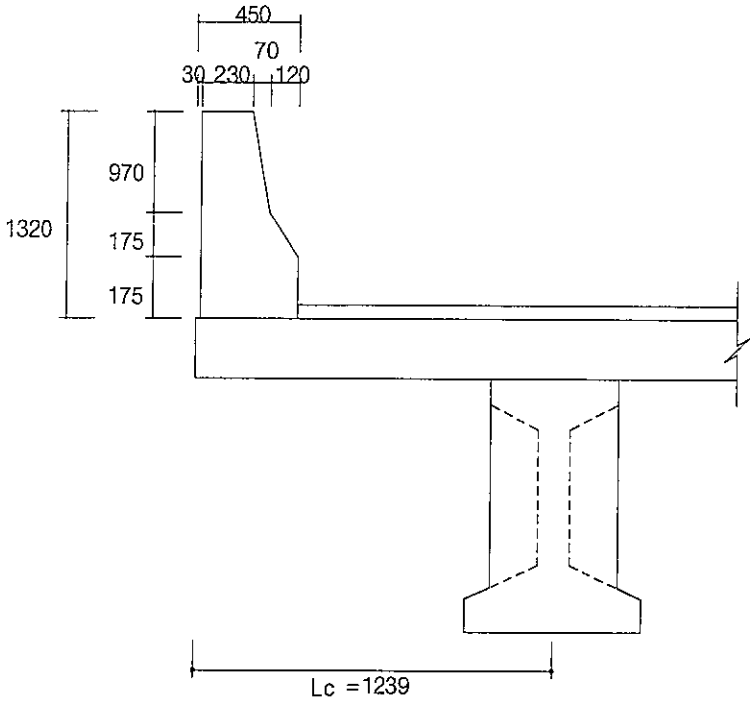
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 131.009 kN · m > Mu = 59.946 kN · m ---------- O.K

4.3 캔틸레버 부(우측)

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

L = 0.089 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 204.92 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 220.000 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.654	6.442
바닥판	0.201	25.000	5.025	0.420	2.108
포 장	0.019	23.500	0.457	0.195	0.089
방음판			0.000	0.694	0.000
합 계			15.332		8.639

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : Pr = 96 kN

2) 윤하중 분포폭

E = 1 × X + 1.14 = 1.211 m

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 ∴ i = 0.300

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

ML(i) = (Pr / E) · X · (1 + i)

= (96.000 / 1.211) · 0.089 · (1 + 0.300) = 9.170 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(100 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 23.333 kN/m

Mco1 = 23.333 × 1.0 = 23.333 kN · m

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

H = 10.0 kN/m

Mco2 = 10.0 × 1.170 = 11.700 kN · m

∴ Mco = max(Mco1, Mco2) = 23.333 kN · m

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0.003° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.639	
2	활하중	Ml	9.170	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	23.333	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	30.947	17.809	
Case 2	15.375	11.827	
Case 3	25.083	20.779	
Case 4	23.152	17.809	
Case 5	24.118	20.779	
Case 6	53.485	41.142	
Case 7	42.192	35.160	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	53.485	
사 용 하 중	41.142	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 53485132.4 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1626.500 × 400.000 = 650600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 28.349 mm , c = 28.349 / β1

= 28.349 / 0.85 = 24.096 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 24.096) / 24.096

= 0.0194

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 53485132.4 = 0 에서

As(req) = 914.423 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0051

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 914.423

② As(min) = 630.000 ∴ As = 914.423 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1219.231

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 13 @ 200 = 633.500

∑ = 1626.500 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 91.703 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 28.349 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 91.703 kN · m > Mu = 53.485 kN · m ---------- O.K

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

Tmin = L / 10 = 0.839 × 1000 / 10 = 83.9 mm

Tcan (240mm) > Tmin (83.9mm) ---------- 처짐검토 불필요

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

Mmax : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

Mmax = Mnet = 41.142 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00904

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.315

j = 1 - (k / 3) = 0.895

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 156.947 MPa

Fsmax (=156.947 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 16 / 2 = 52.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 156.95) - 2.5 × 52.00 = 371.762 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 156.95) = 401.409 mm

Sa는 작은 값인 371.762 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 371.762 mm) ---------- O.K

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

Ml = 9.170 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 34.983 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

min (120/√L , 67%) = 67 %

Ar_req = As× 0.67 = 612.663 mm^2

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002×b×d = 360.000 mm^2

(3) 사용 배력철근량

max (Ar_req , At_req) = 612.663 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 612.663 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	8.639	
2	활하중	Ml	9.170	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			50.663	
Case 2	1.3		1.3		41.564	
Case 3	1.3	2.6		0.65	37.004	
Case 4	1.3	2.6	1.3		65.407	
Case 5	1.2		1.2	1.2	41.930	
적 용					65.407	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 65406664.7 (N · mm)

② 단 면 치 수 : H = 240.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 180.00 (mm) , d' = 60.0 (mm)

③ 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

④ 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1986.000 × 400.000 = 794400.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / β1

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 65406664.7 = 0 에서

As(req) = 1130.626 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0063

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1130.626

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1507.501

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1828.846

∴ As = 1828.846 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 16 @ 200 = 993.000

∑ = 1986.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

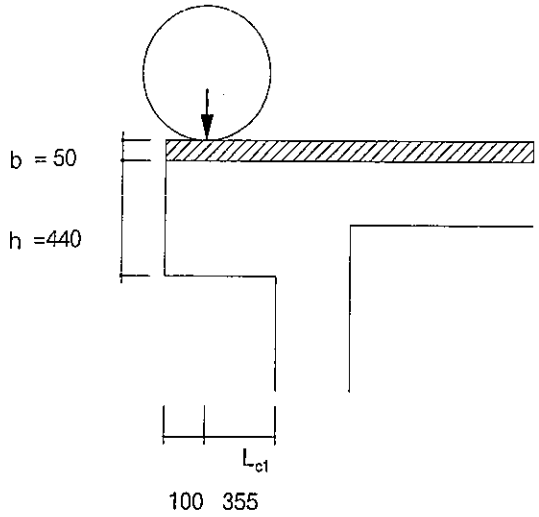
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ ϕ_f · Mn = 109.857 kN · m > Mu = 65.407 kN · m ---------- O.K

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 m

L_c = 0.1 + 0.355 = 0.455 m

Wd = 0.490 x 25 = 12.250 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 1.268 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.038 ≤ 0.300 ∴ i = 0.038

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.355 + 0.98 = 1.104 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 40.121 kN · m

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load(도로교설계기준, 2010, p.2-25)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 87.909 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : M_u = 87909337.6 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 440.00 (mm), b = 1000.0 (mm)

: d = 248.00 (mm), d' = 192.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa, f_y = 400.0 MPa

4) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.85, k_1 = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1301.200 × 400.000 = 520480.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

T = C 이므로, a = 22.679 mm, c = 22.679 / β1

= 22.679 / 0.85 = 19.277 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (248.000 - 19.277) / 19.277

= 0.0356

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 84320 As - 87909337.6 = 0 에서

As(req) = 1083.848 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0044

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85× k1 ×(fck / fy)×(600 / (600 + fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1083.848

② As(min) = 868.000 ∴ As = 1083.848 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1445.131

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

∑ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

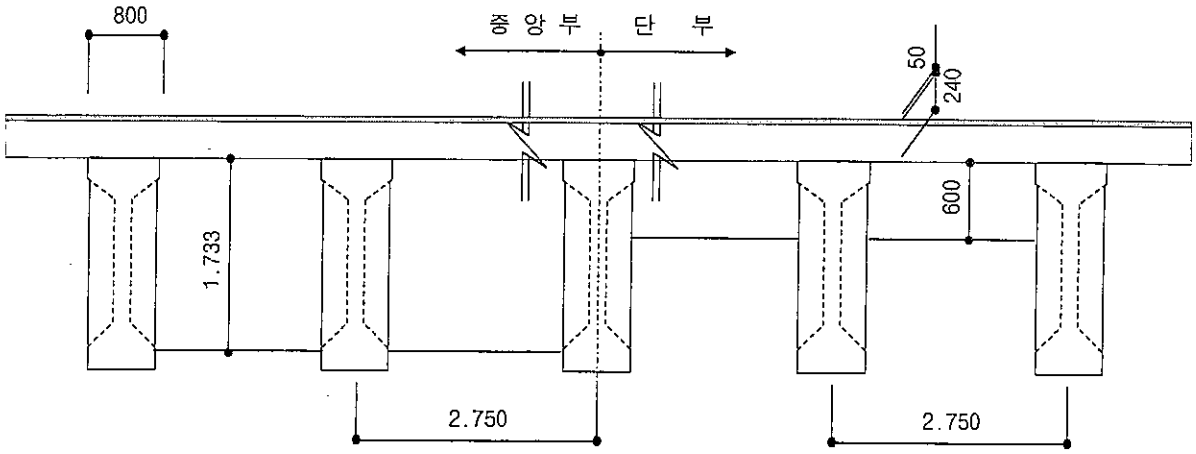
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 104.701 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ φf · Mn = 104.701 kN · m > Mu = 87.909 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

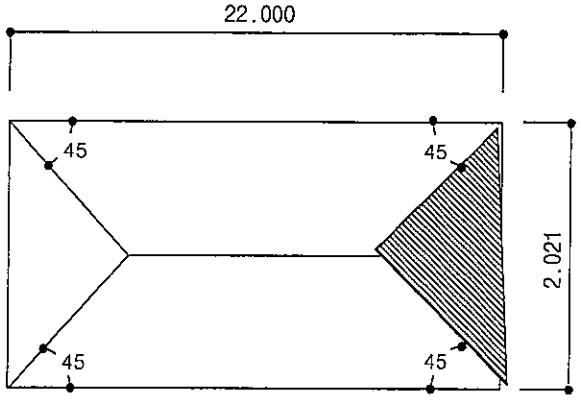
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

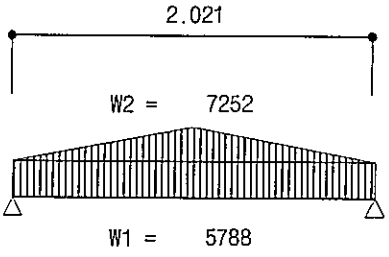
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 105.3 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (105.3) = 2.021 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (105.3) = 0.386 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (105.3) × 0.600 × 2500 × 10 = 5788 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.011 × 2500 + 0.050 × 1.011 × 2350) × 10 = 7252 N/m

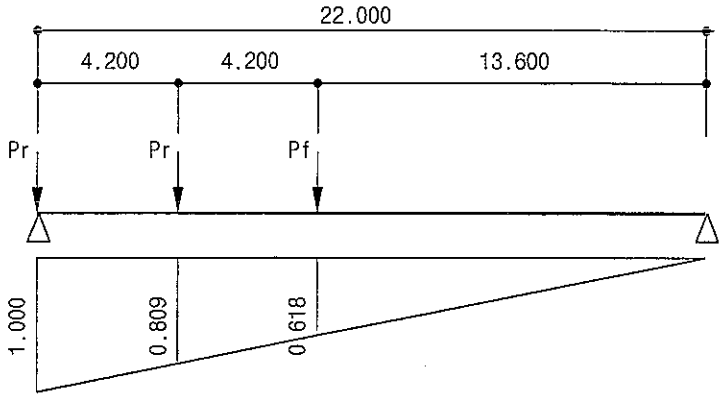
작용 단면력

Rad = 5788 × 2.021 × 1/2 + (2.021 × 7252 × 1/2) × 1/2 = 9515 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5788 \times 2.021^2}{8} + \frac{7252 \times 2.021^2}{12} = 5426 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



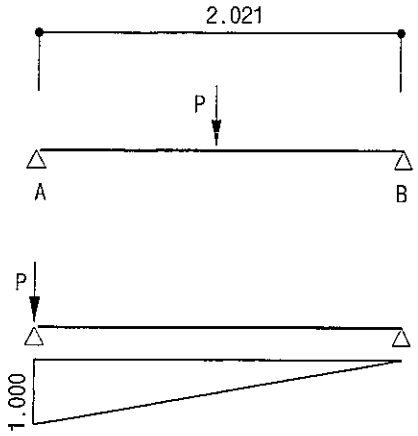
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 22.000} = 0.242 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.809) + 18.0 \times 0.618)\} \times 1.242 = 175.587\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{175.587 \times 2.021}{4}$$

$$= 88.736 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 175.587 \times 1.000 = 175.587 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

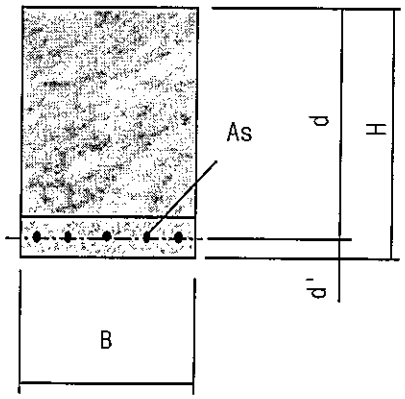
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.426	88.736
Vu	kN	9.515	175.587

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.426 + 2.150 \times 88.736 = 197.836 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 9.515 + 2.150 \times 175.587 = 389.882 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 197.836 kN · m

b = 400.0 mm h = 840.0 mm

d' = 70.0 mm d = 770.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

$T = As \times fy = 1520.1 \times 300 = 456030$

$C = 0.85 \times fck \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 400 = 9180 \times a$

T = C 이므로, $a = 49.676$ mm , $c = 49.676 / \beta 1$

$= 49.676 / 0.85 = 42.225$ mm

$\varepsilon y = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015$

$\varepsilon t = 0.0030 \times (dt - c) / c = 0.003 \times (770 - 42.225) / 42.225$

$= 0.0517$

$\varepsilon t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.03268 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ -4.167 As^2 + 196350 As

= 197836000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,030.1 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 1,333.7 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 1,437.3 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,373.4 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00494 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 385.00 mm > c = a/0.85 = 58.44 mm

Max. a = 0.85 ×c = 327.25 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 49.68 mm

jd = d - a/2 = 745.16 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 288.844 kN·m > Mu = 197.836 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.021 ÷ 0.770 = 2.625 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 853.555 kN > Su = 389.882 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$

= 213.389 kN < Su = 389.882 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.625}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.625}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 734.026 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 389.882 kN O.K.

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

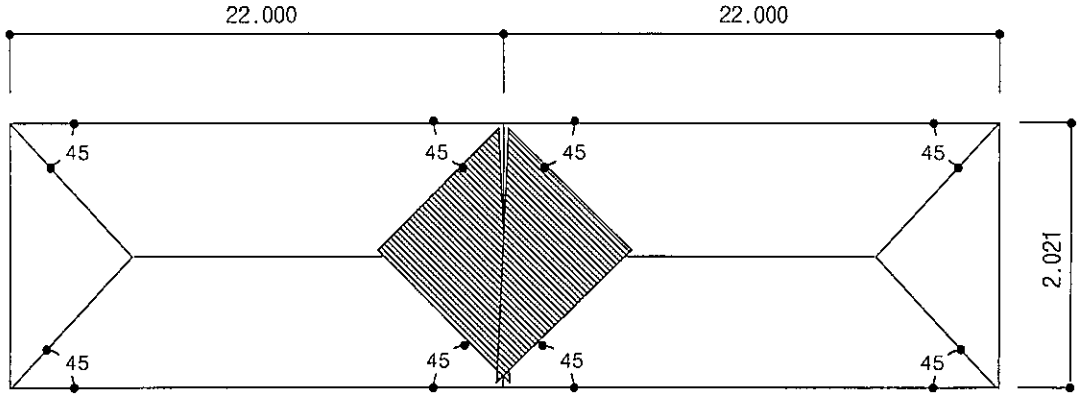
빔 높 이 : 1.733 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 105.3 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN (105.3) = 2.021 m

2)작용하중

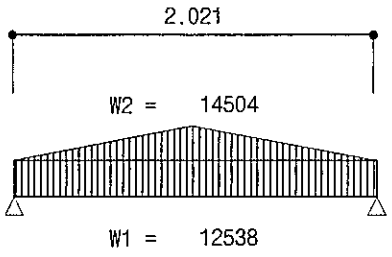
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (105.3) = 0.289 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (105.3) × 1.733 × 2500 × 10 = 12538 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.021 × 2500 + 0.050 × 2.021 × 2350) × 10 = 14504 N/m



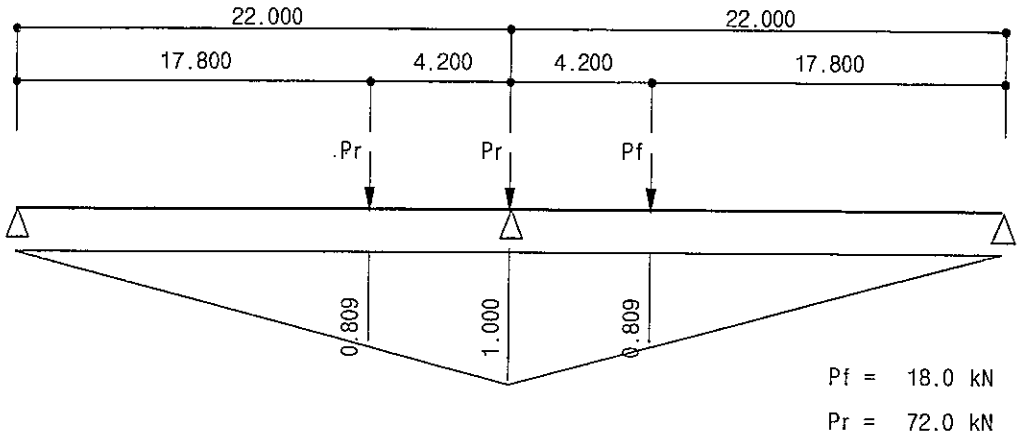
작용 단면력

Rad = 12538 × 2.021 × 1/2 + (2.021 × 14504 × 1/2) × 1/2 = 20002 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{12538 \times 2.021^2}{8} + \frac{14504 \times 2.021^2}{12} = 11343 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

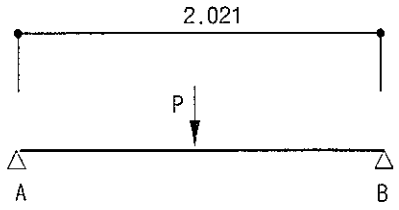
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 22.000} = 0.242 < 0.3$$

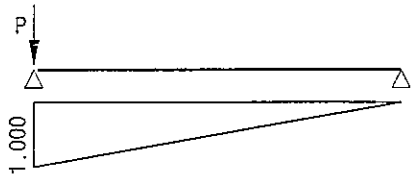
$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.809\ ) + 18.0 \times 0.809\ )\} \times 1.242 = 179.845\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{179.845 \times 2.021}{4}$$

$$= 90.888 \ kN \cdot m$$



$$RA_l = 179.845 \times 1.000 = 179.845 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

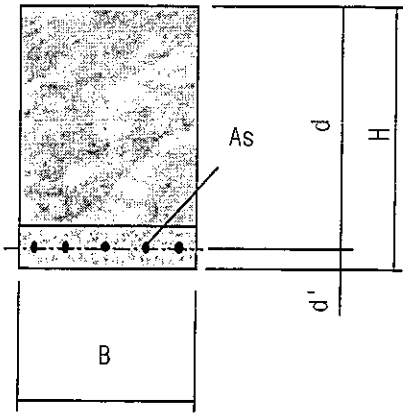
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	11.343	90.888
Vu	kN	20.002	179.845

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 11.343 + 2.150 \times 90.888 = 210.155 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 20.002 + 2.150 \times 179.845 = 412.669 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 210.155 kN·m

b = 300.0 mm h = 1973.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1903.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[강도감소계수(Φ) 산정]

T = As × fy = 1013.4 × 300 = 304020

C = 0.85 × fck × a × b : 0.85 × 27 × a × 300 = 6885 × a

T = C 이므로, a = 44.157 mm , c = 44.157 / β1

= 44.157 / 0.85 = 37.533 mm

εy = fy / Es = 300 / 200000 = 0.0015

εt = 0.0030 × (dt - c) / c : 0.003 × (1903 - 37.533) / 37.533

= 0.1491

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.04357 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -5.556 As^2 + 485265 As

= 210155000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 435.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 2,472.1 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 2,664.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 580.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 2 EA = 1013.4 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1013.4 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00178 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 951.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 808.78 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 1880.92 mm

C = 0.85 fck a b = 304.020 kN , T = fy As = 304.020 kN

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd =$ 486.062 kN・m > Mu = 210.155 kN・m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.021 ÷ 1.903 = 1.062 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{fck}/3) \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 1903 \times 10^{-3}$

= 1582.124 kN > Su = 412.669 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot \sqrt{fck} / 6 \cdot bo \cdot d$

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1903 \times 10^{-3}$

= 395.531 kN < Su = 412.669 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 380.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 381 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 전단철근의 전단강도(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.062}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.062}{12} \right) \right] \times 300 \times 1903.0$$

= 907.046 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 395.531 + 907.046 = 1302.577 kN < 1582.124 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1302.577 > Vu = 412.669 kN O.K.

4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

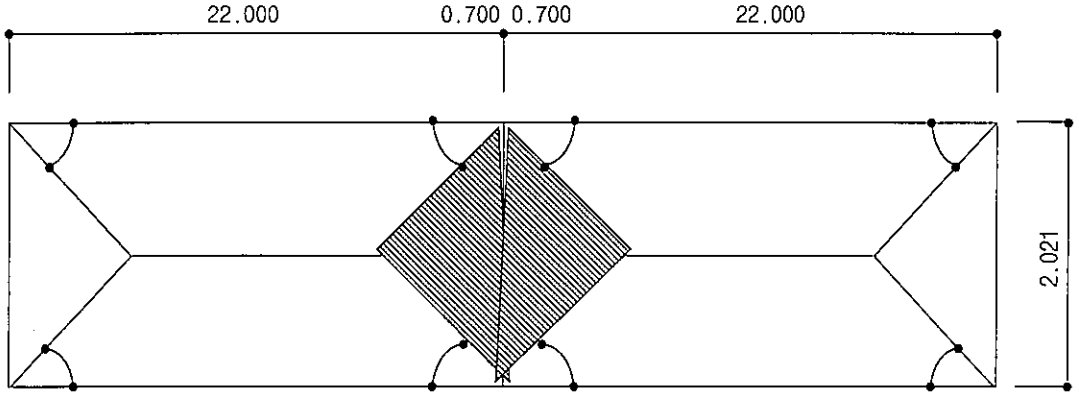
빔 높 이 : 1.733 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 1.400 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 105.3 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN(105.3) = 2.021 m

2)작용하중

(1)고정하중

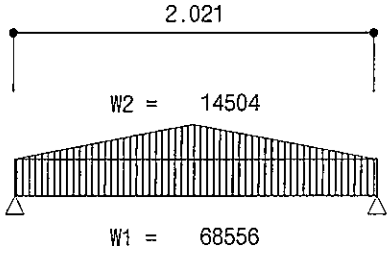


빔　　폭: 1.400 × SIN (105.3) = 1.351 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (105.3) × 1.733 × 2500 × 10 = 58511 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 2.021 × 2500 + 0.050 × 2.021 × 2350) × 10 = 14504 N/m



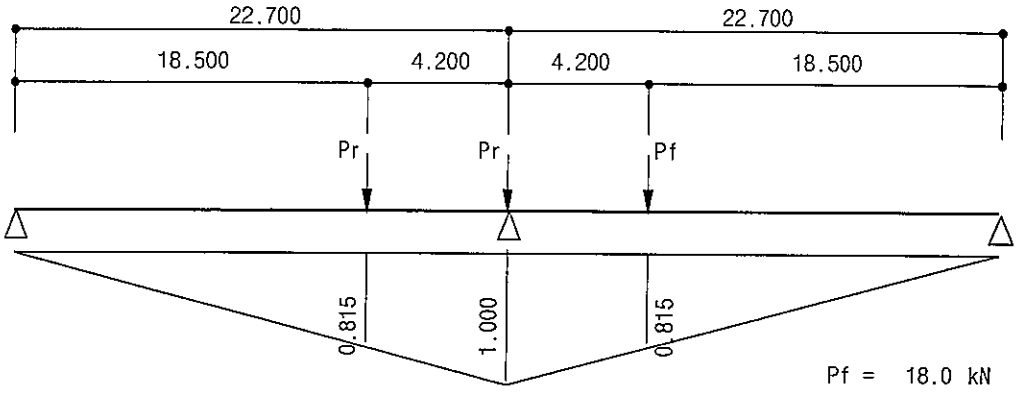
작용 단면력

Rad = 68556 × 2.021 × 1/2 + (2.021 × 14504 × 1/2) × 1/2 = 76622 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{68556 \times 2.021^2}{8} + \frac{14504 \times 2.021^2}{12} = 39957 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



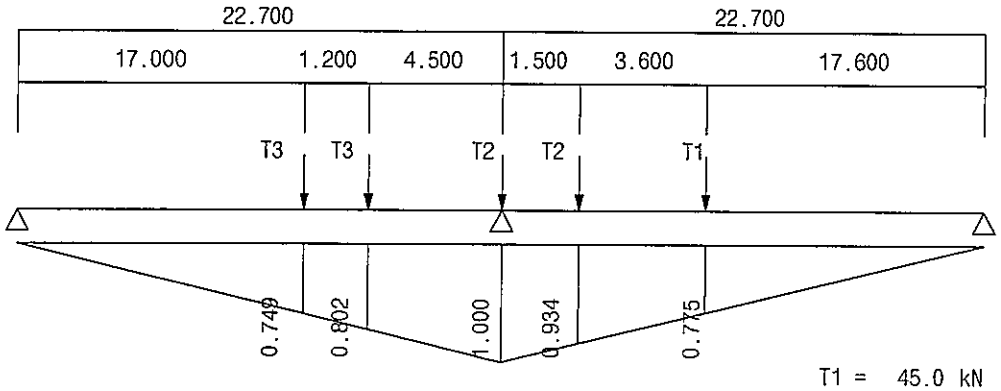
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 22.700}$ = 0.239

P (L+i) = { 72.0 × (1.000 + 0.815) + 18.0 × 0.815)} × 1.239 = 180.123 kN

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

T2 = 90.0 kN

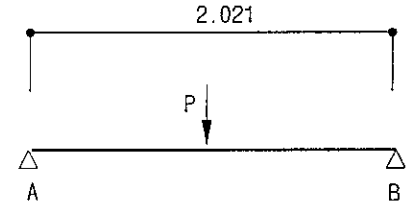
T3 = 65.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 22.700} = 0.239 < 0.3$$

$$Ptr\ (L+i) = \{\ 65.0 \times (\ 0.749 + 0.802\ ) + 90.0 \times (\ 1.000 \times 0.934\ ) + 45.0 \times 0.775\ )\} \times 1.239$$

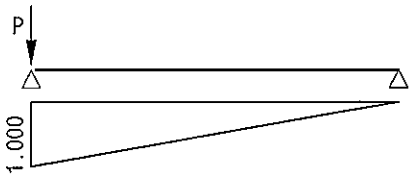
$$= 383.835\ kN$$

작용 단면력



$$Ml = \frac{PL}{4} = \frac{383.835 \times 2.021}{4}$$

$$= 193.978\ kN \cdot m$$



$$RAl = 383.835 \times 1.000 = 383.835\ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	39.957	193.978
Vu	kN	76.622	383.835

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 39.957 + 2.150 \times 193.978 = 468.997\ kN \cdot m$$

$$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 76.622 + 2.150 \times 383.835 = 924.854\ kN \cdot m$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 468.997 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1973.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1903.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 0.00934 As

$Mu = \Phi \times As \times fy \times (d - a/2) =$ $-1.190\ As^2 + 485265\ As$

= 468997000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 968.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 $Asmin = 0.25 \sqrt{fck} / fy \times b \times d$ = 11,536.3 ㎟ 와

$Asmin = 1.4 / fy \times b \times d$ = 12,432.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,291.7 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00057 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 951.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 808.78 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1895.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 734.900 kN·m > Mu = 468.997 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.021 ÷ 1.903 = 1.062 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1903 \times 10^{-3}$

= 22011.307 kN > Su = 924.854 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1903 \times 10^{-3}$

= 5502.827 kN > Su = 924.854 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 380.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > 0.0015 · bo · Sv = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 634 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > 0.0025 · bo · Sh = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.062}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.062}{12} \right) \right] \times 300 \times 1903.0$$

= 1700.711 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 5502.827 + 1700.711 = 7203.538 kN < 22011.307 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 7203.538 > Vu = 924.854 kN O.K.

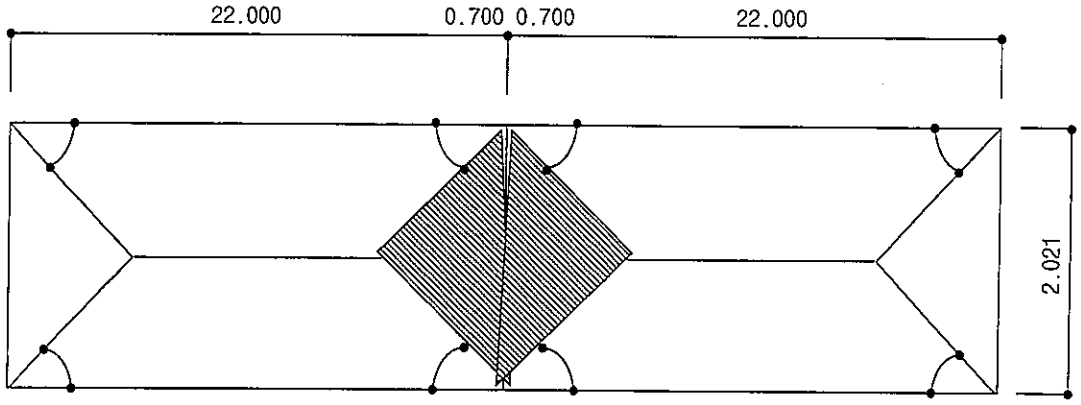
4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	1.733 m	주 빔 간 격 :	2.750 m				
빔 폭 :	1.400 m	가로보 순지간 :	2.750	−	0.800	=	1.950 m
교량사각 :	105.3 °	가로보 사지간 :	1.950	÷ SIN(	105.3)	=	2.021 m

2)작용하중

(1)고정하중

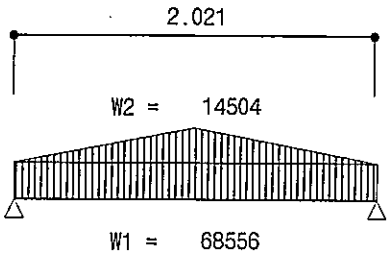


빔 폭: 1.400 × SIN (105.3) = 1.351 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (105.3) × 1.733 × 2500 × 10 = 58511 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m

(0.240 × 2.021 × 2500 + 0.050 × 2.021 × 2350) × 10 = 14504 N/m



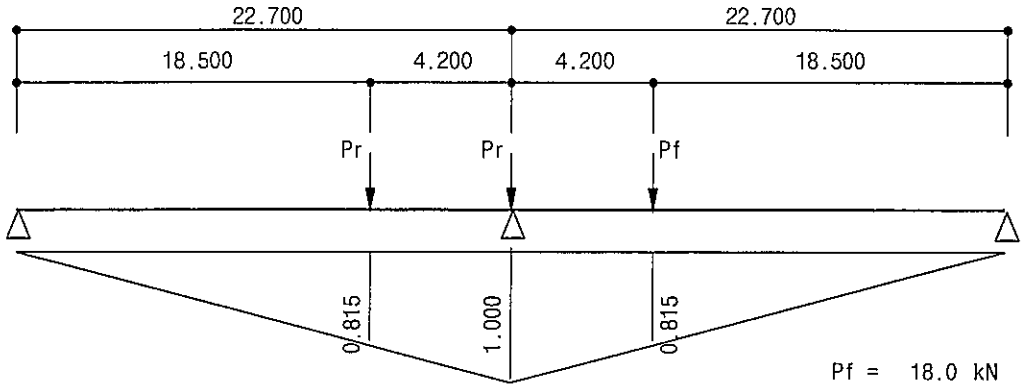
작용 단면력

Rad = 68556 × 2.021 × 1/2 + (2.021 × 14504 × 1/2) × 1/2 = 76622 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{68556 \times 2.021^2}{8} + \frac{14504 \times 2.021^2}{12} = 39957 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



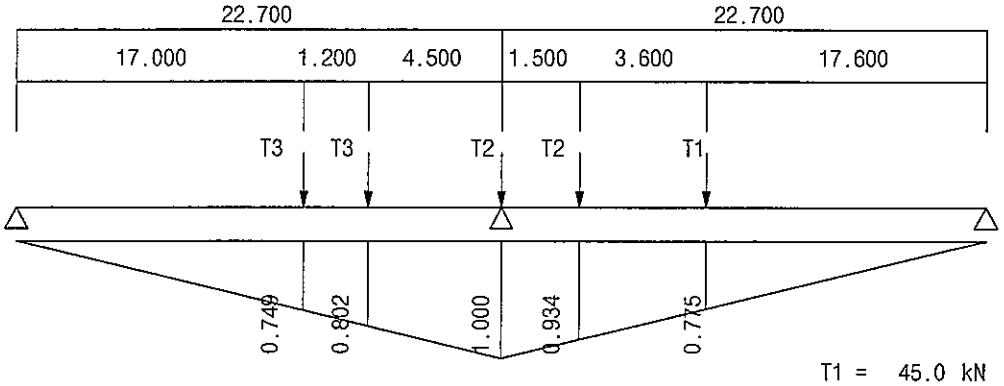
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 22.700}$ = 0.239 < 0.3

P (L+i) = { 72.0 × (1.000 + 0.815) + 18.0 × 0.815)} × 1.239 = 180.123 kN

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

T2 = 90.0 kN

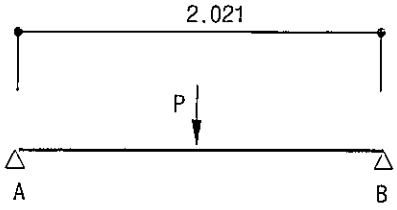
T3 = 65.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 22.700} = 0.239 < 0.3$$

$$Ptr\ (L+i) = \{\ 65.0 \times (\ 0.749 + 0.802\ ) + 90.0 \times (\ 1.000 \times 0.934\ ) + 45.0 \times 0.775\ )\} \times 1.239$$

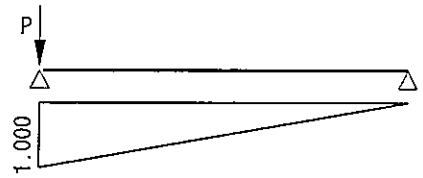
$$= 383.835\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{383.835 \times 2.021}{4}$$

$$= 193.978\ kN \cdot m$$



$$RAl = 383.835 \times 1.000 = 383.835\ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	39.957	193.978
Vu	kN	76.622	383.835

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 39.957 + 2.150 \times 193.978 = 468.997\ kN \cdot m$$

$$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 76.622 + 2.150 \times 383.835 = 924.854\ kN \cdot m$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 468.997 kN·m

b = 1400.0 mm h = 1973.0 mm

d' = 70.0 mm d = 1903.0 mm

Ø(Bending) = 0.85

[필요 철근량 및 최소 철근량]

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 0.00934 As

Mu = Φ × As × fy × (d - a/2) = -1.190 As^2 + 485265 As

= 468997000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 968.8 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 11,536.3 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 12,432.9 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,291.7 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b·d) = 0.00057 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 951.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 808.78 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 1895.90 mm

C = 0.85 fck a b = 456.030 kN , T = fy As = 456.030 kN

ΦMn = Φfy As jd = 734.900 kN·m > Mu = 468.997 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.182)

ln / d = 2.021 ÷ 1.903 = 1.062 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1903 \times 10^{-3}$

= 22011.307 kN > Su = 924.854 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

$\Phi \cdot Vc = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{fck} \cdot bo \cdot d$

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1903 \times 10^{-3}$

= 5502.827 kN > Su = 924.854 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 380.6 mm or 400 mm

Av = 794.4 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sv$ = 420.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/3 = 634 mm or 400 mm

Ah = 794.4 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sh$ = 700.0 mm^2

(D 16 × 4 ea)

- 전단철근의 전단강도 (☞ 콘.설 7.7.2)

$$\Phi \cdot Vs = \Phi \left[\frac{Av}{Sv} \left(\frac{1 + ln/d}{12} \right) + \frac{Avh}{Sh} \left(\frac{11 - ln/d}{12} \right) \right] fy \cdot d$$

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.062}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.062}{12} \right) \right] \times 300 \times 1903.0$$

= 1700.711 kN

- 공칭전단강도

$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 5502.827 + 1700.711 = 7203.538 kN < 22011.307 kN

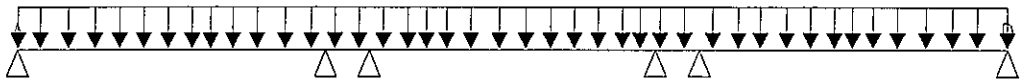
∴ $\Phi \cdot Vn$ = 7203.538 > Vu = 924.854 kN O.K.

4.6 3경간 연속부 검토

1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 흡수
2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간
본 계산에서는 2차 고정하중 및 활하중에 의해 발생하는 부모멘트에 대하여 설계한다.

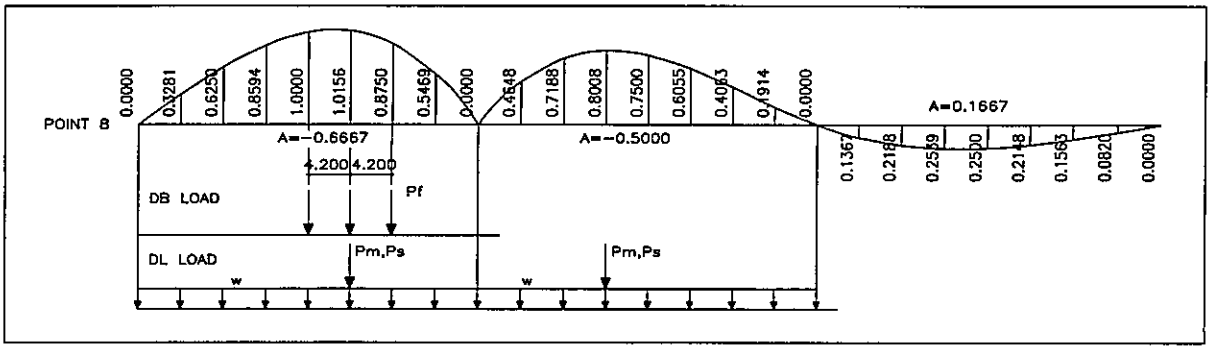
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (3 @ 45.000m = 135.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)
- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 45.000)$$
$$= 0.176 \leq 0.3$$

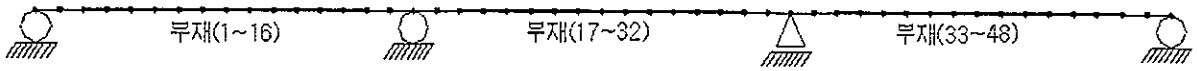
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽(좌)	0.618	1	25.000	15.450	
중분대	0.422	1	25.000	10.540	
포 장	1.140	1	23.500	26.778	
방호벽(우)	0.394	1	25.000	9.850	
방음판		1		2.000	
합 계				64.618	

$$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$$
$$= (0.667 + 0.500 - 0.167) \times 0.1 \times 64.618 \times 2025.000$$
$$= 13085.196 \ kN \cdot m$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

1) 모델링



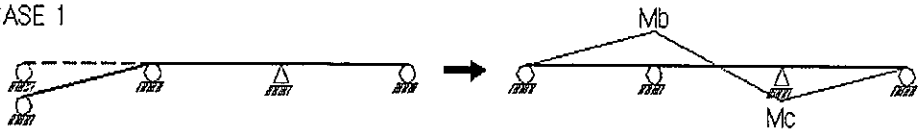
2) 단면성질

중앙부 합성단면	A(m^2)	I(m^4)
단면성질	1.5814	1.2345

3) 지점침하 하중(가정침하량 : 10mm)

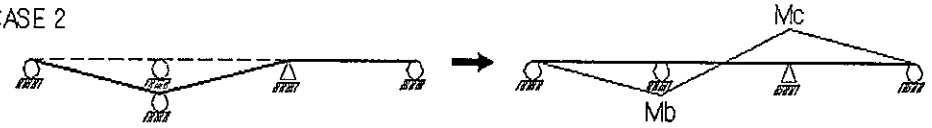
지점침하 CASE　　CASE별 B.M.D

CASE 1



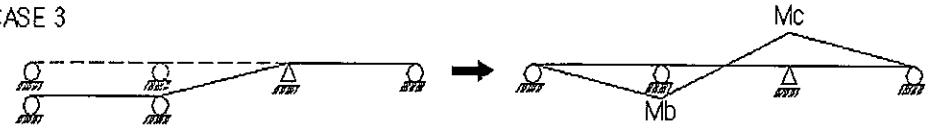
Mb = 242.110 kN · m
Mc = 60.530 kN · m

CASE 2



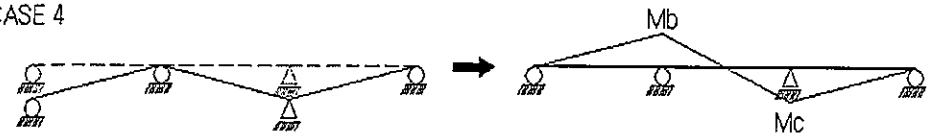
Mb = 544.740 kN · m
Mc = 363.160 kN · m

CASE 3



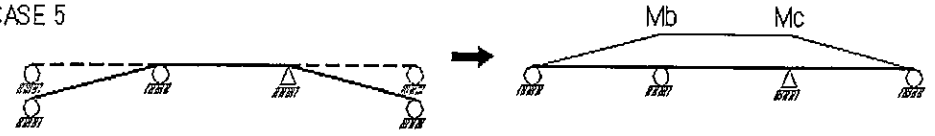
Mb = 302.630 kN · m
Mc = 302.630 kN · m

CASE 4



Mb = 605.270 kN · m
Mc = 605.270 kN · m

CASE 5



Mb = 181.580 kN · m
Mc = 181.580 kN · m

∴ Md_max = 605.270 × 9 ea = 5447.43 kN · m

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

① Pr = 192.0 × 1.176 × 6 차선 = 1354.752 kN

② Pf = 48.0 × 1.176 × 6 차선 = 338.688 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(1.016 - 0.875) / 5.625 } × -1.43 = 0.839

Pr = 1.0156

Pr = 1.000 + {(1.016 - 1.000) / 5.625 } × -1.43 = 0.996

ML = { 1354.752 × (1.0156 + 0.996)} × 0.1 × 45.000 +
(338.688 × 0.839) × 0.1 × 45.000

= 13543.076 kN · m

∴ 6 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 13543 × 0.750 = 10157.31 kN · m

2) DL 24

① W = 12.7 × 1.176 × 6 차선 = 89.647 kN

② Pm = 108 × 1.176 × 6 차선 = 762.353 kN

ML = { 89.647 × (0.667 + 0.500)} × 0.1 × 2025.000 +
{ 762.353 × (1.016 + 0.801)} × 0.1 × 45.000

= 27417.175 kN · m

∴ 6 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 27417.175 × 0.750 = 20562.88 kN · m

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (☞ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φs, t' = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\Phi s\,(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c\,(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h}$

$= 1.46$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2\times(교폭\times슬래브두께))/(2\times(교폭+슬래브두께)-거더개수\times거더상부폭)$

$= \{ 2 \times 24470 \times 240 \} / \{ 2 \times 24470 + 240 - 9 \times 800 \} = 278$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} \} = 0.55$

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\,RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 278 + 250$

$= 685$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.46 \times 2.84 \times 0.. = 2.281$

$\therefore \Phi_s(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 2.281 \times 1$

$= 2.281$

② Beam의 크리프 계수 (Φb, t' = 90 일, t = ∞ 일, RH = 70 %)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} : 1.465$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2 \times$ 거더단면적 $\times$ 거더갯수$) / ($ 거더단면둘레 $\times$ 거더갯수 $)$

$= (\times 9E+05 \times 9) / (7056 \times 9) = 268$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8$ 40 + 8 = 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (90)^{0.2} \} = 0.39$

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 268 + 250$

$= 669$ 일 < 1500일

따라서, $\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$= 1.465 \times 2.425 \times 0.3$ = 1.389

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

$= 1.389 \times$ ' = 1.389

2) 건조수축율 (ε_{sh}) (☞ 도.설 4.2.3.4)

① 바닥판의 건조수축 계수 (ts = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc} (9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$

$= [160 + 10 \beta_{sc} (35 / 10))] \times 10^{-6}$

$= 0.000435$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3] : 40\% \leq RH \ 99\%$

$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t - t_s)} / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2×(교폭×슬래브두께))/(2×(교폭+슬래브두께)-거더개수×거더상부폭)

$= 278$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.000435 \times -1.01$ = -0.000443

$\therefore \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t- t_s)$

$= -0.000443 \times 1 = -0.000443$

② Beam의 건조수축 계수 (ts = 90일, t = ∞일, RH = 70%)

$\varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$\varepsilon_s(f_{cu}) = [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ f_{cu} / 10\ )\ )\ ] \times 10^{-6}$

$= [\ 160 + 10\ \beta_{sc}(\ 9 - (\ 48 / 10\ ))\ ] \times 10^{-6}$

$= 0.00037$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55\ [\ 1 - (\ RH / 100\ )^3\ ] : 40\% \leq RH \leq 99\%$

$= -1.55 \times [\ 1\ \ 70 / 100\ )^3\ ]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(\ t - t_s\ )} / \{\ 0.035h^2 + (\ t - t_s\ )\} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 268$

따라서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$

$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$

$\therefore\ \varepsilon_{sh}(t, t_s) = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$

$= -0.000377 \times 1$

$= -0.000377$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.281	1.389	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

  상부바닥판 유효폭 : 2750 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  강선도심까지 거리 : 782 mm (5.2 순단면)

  거더상연까지 거리 : 720 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  슬래브중심까지 거리 : 720 + 240 / 2 = 840 mm

- 건조수축에 의한 부재력

  바닥판 건조수축율 : 0.000443

  Beam 건조수축율 : 0.000377

  * 작용부재력

  바닥판 면적 : 2750 × 240 = 660000 mm^2

  $P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_c$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 7E+05 = 1211142 N

  $M_c = P_c \times y_c$ = 1211142 × 840 = 1017359280 N · mm = 1017.359 kN · m

  M_c = 0.714 × 1017.359 = 726.685 kN · m

- 크리프에 의한 부재력

  * 프리스트레스의 계산

  프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

  P = 0.8 · fpy · Ap 0.8 × 1600 × 1185 = 1516800 N

  $w = (8 \times P \times e) / \ell^2$

  $= (8 \times 5 \times 1516800 \times 782) / 45000^2$

  = 23.430 N/mm 23.430 kN/m

  따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

  ∴ Mps = $W \times \ell^2$ / 10 = 4744.575 kN · m

* 작용부재력

$M = -(M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\varnothing})$

$M_1 = Md$ = 자중 + 합성전 + 합성후 (8. 설계단면력 집계 참조)

$M_1 = Md$ = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600

$M_2 = Mps$ = 4744.575 kN · m

$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_1$ 2.281 - 1.389 = 0.892

$= (2585.6 - 4744.575) \times (1 - e^{-0.916}) = 1274.151$ kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	726.685	1274.151

(8) 부재력의 합계

$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8$ (단 $\sum Mu \geq 0.9M$) (도로교설계기준 2010 p.4-188)

여기서, $\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$w = R / a$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$\sum Mu$ = 1.3 × 13085.2 + 2.15 × 20562.9 = 61220.9 kN · m

= (1.3 × 13085.2 + 2.15 × 20562.9) - 6848.232 = 54372.7 kN · m

∴ Mu = 61220.9 / 24.470 = 2501.9 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 13085.2 + 1.3 × 20562.9 + 1.3 × 7448.3 = 53425.2 kN · m

= (1.3 × 13085.2 + 1.3 × 20562.9 + 1.3 × 7448.3) - 6848.232

= 46577.0 kN · m

∴ Mu = 53425.2 / 24.470 = 2183.3 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 2501.878 kN · m / m

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 2501877795.830 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 1973.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 1843.0 (mm) , d' = 130.0 (mm)

3) 재료의 성질 : f_{ck} = 27 MPa , f_y = 400 MPa

4) 계 수 : ϕ_f = 0.85 , k_1 = 0.85

(2) 필요 철근량

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 0.0174 As

Mu = Φ · As · fy · (d - a/2)

-2.963 As^2 + 626620 As -2501877795.830 = 0 에서

As(req) = 4071.022 (mm^2)

단면철근비 : P = As/(b×d) = 0.0022

최대철근비 : Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy)) = 0.0209

최소철근비 : Pmin = 1.4/fy = 0.0035

① As(req) = 4071.022

② As(min) = 6450.500 ∴ As = 5428.03 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 5428.029

(3) 사용 철근량

1 단 배근 철근간격: 125 N = 16

① H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

② H 22 @ 125 = 3096.800 mm^2

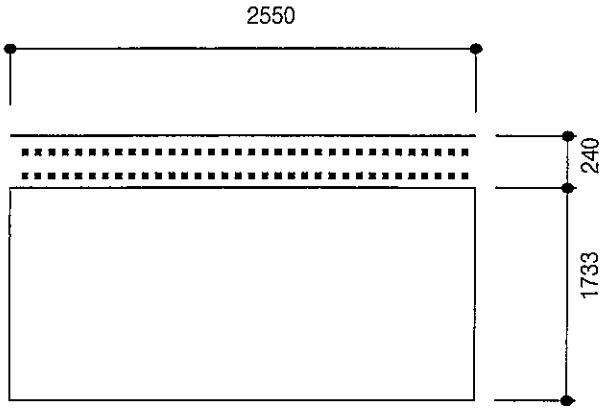
Σ = 6193.600 mm^2 O.K

(4) 설계휨강도

φf Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 3767.372 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ φf Mn = 3767.372 kN · m > Mu = 2501.878 kN · m O.K



4.6.3 주장율 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축 방향 철근 배근
* 주장율 : 0.0035 mm/mm^2 이상 (주장율 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)
* Ac = 1000 × 240 = 240,000 mm^2
* As' = 240000 × 0.015 = 3600.0 mm^2
* 사용 철근량

위 치	직 경	간 격(mm)	면 적(mm^2)	갯 수(EA)	총 면 적(mm^2)
1 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
2 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
			Σ	16	6193.600

* As = 6193.600 mm^2 > 3600.0 mm^2 0.K
* 철근직경 = 22.20 mm
* 주 장 율 = π×22.20×16/240000 = 0.005 > 0.0035 mm/mm^2 0.K

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

Mmax = 1375.07 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 1973.00mm d = 1843.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0034

np = 0.02781

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

= 0.20966

j = 1 - k / 3 = 0.9301

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 129.516 MPa

As-use : ┌ H 22 @ 125 = 3096.80 철근간격= 125.00mm (2 단 배근)

└ H 22 @ 125 = 3096.80 N = 16

d_c = 60.00mm (슬래브 상면피복) n = 8

R = 1.35 (슬래브)

- 철근의 최대 중심간격

Cc = z - Hn / 2

= 49 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / Fsmax) -2.5 Cc

= 485.534 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 486.427 mm

Sa는 작은 값인 485.534 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 485.534 mm) 0.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa

Tmin = L/28 지간 = 2.55m

= 0.091

= 91.07mm < Tuse = 1973.00cm

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

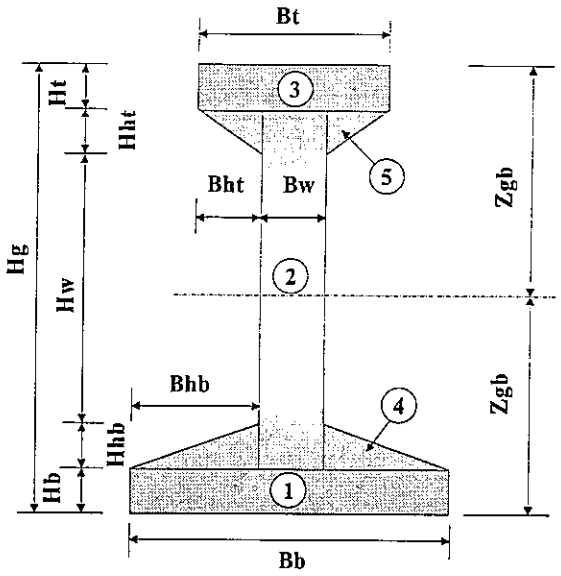
M_L = 840.330 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 79.149 MPa < 150 MPa

0.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

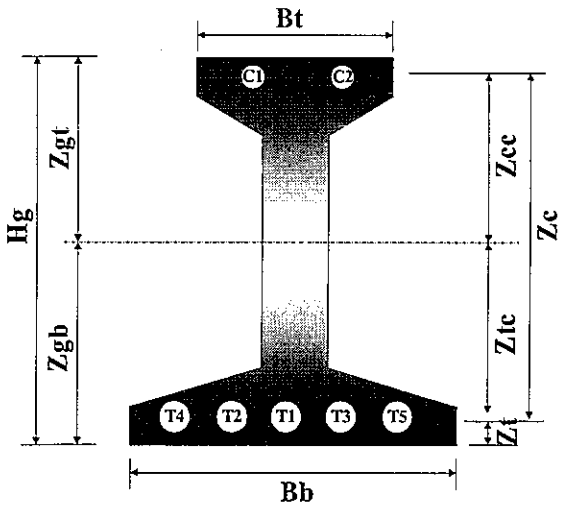


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A×z	A×z²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.600	0.32000	1.100	0.35200	0.38720	0.068267
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.000	0.32000	0.64000	0.000533
④ 하부헌치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부헌치	0.300 × 0.150	0.04500	1.850	0.08325	0.15401	0.000056
∑ 합 계		0.94500	0.887	0.83775	1.20074	0.071531

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -0.886508 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.213492 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.529597 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	55	0.00238	1.975	0.00469	0.00927	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.975	0.00469	0.00927	4.492E-07
Σ		0.00475	1.975	0.00938	0.01853	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² : 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
T1	70	0.00385	0.115	0.00044	0.00005	1.179E-06
T2	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T3	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T4	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T5	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
Σ		0.02930	0.124	0.00362	0.00045	1.406E-05

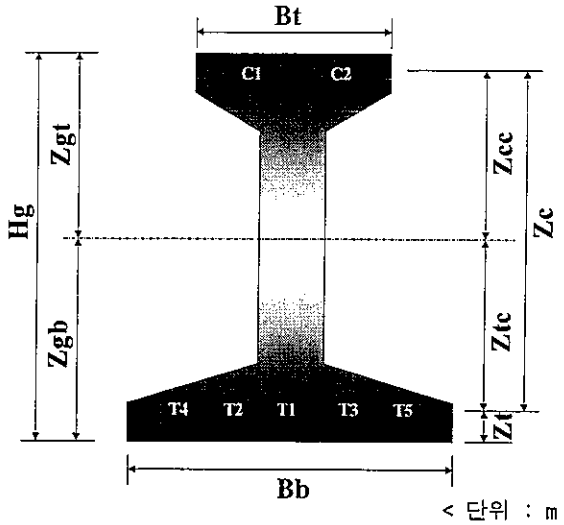
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	0.94500	0.887	0.83775	0.74267	0.529597
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.975	-0.00938	-0.01853	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02930	0.124	-0.00362	-0.00045	-0.000014
Σ	0.91095	0.905	0.82474	0.72369	0.529581

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.905362 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.194638 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.069638 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.781675 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.506581 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(㎜)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	1.975	0.00248	0.00490	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.975	0.00248	0.00490	1.257E-07
Σ		0.00251	1.975	0.00497	0.00981	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zc² = 2.513E-07 m⁴

▷ PS 강연선 < 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z²	Io
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T3	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T4	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T5	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
Σ		0.00929	0.124	0.00115	0.00014	1.453E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.5398E-06 m⁴

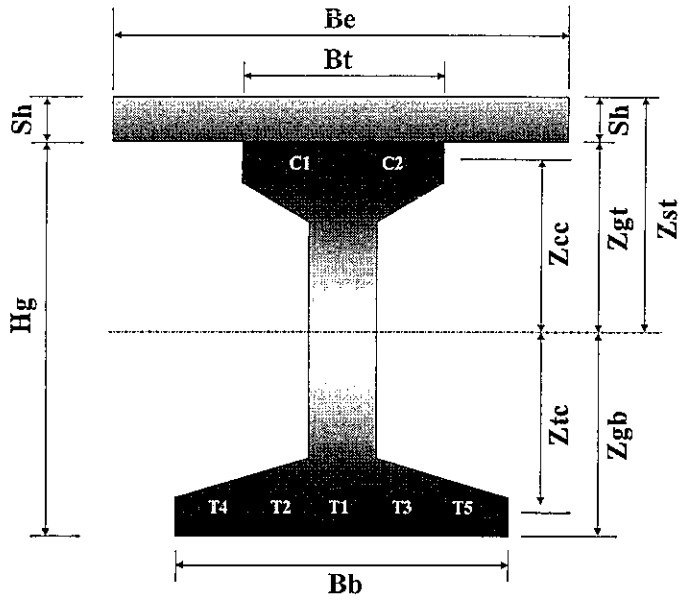
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	0.91095	0.905	0.82474	0.74669	0.506581
PS 강봉	6.474	0.01628	1.975	0.03214	0.06349	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06016	0.124	0.00746	0.00092	9.968E-06
Σ		0.98739	0.875	0.86434	0.81110	0.506593

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.875382 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.224618 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.099618 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.751426 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.561061 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.417 m

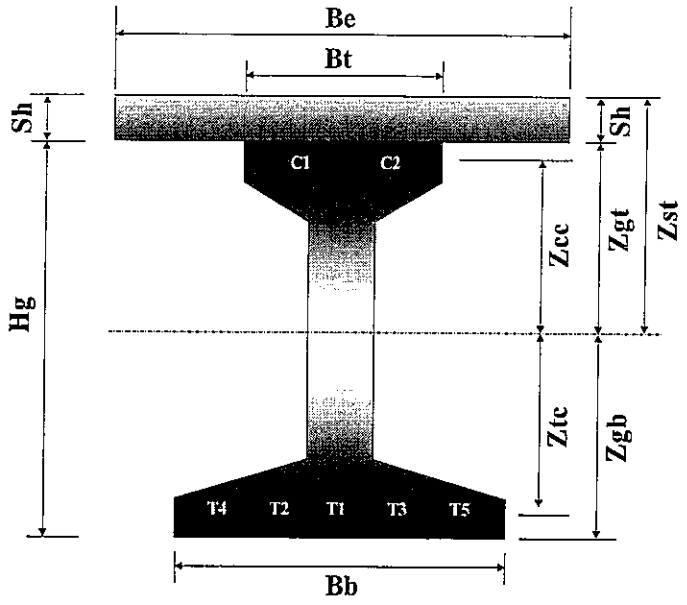
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.084	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.857	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.692	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.692	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.98739	0.875	0.86434	0.75663	0.561061
바닥판	0.900	0.58147	2.220	1.29087	2.86573	0.002791
Σ		1.56886	1.374	2.15521	3.62236	0.563852

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.373741 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.726259 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.601259 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.249786 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.966259 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb' 1.225506 m^4

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

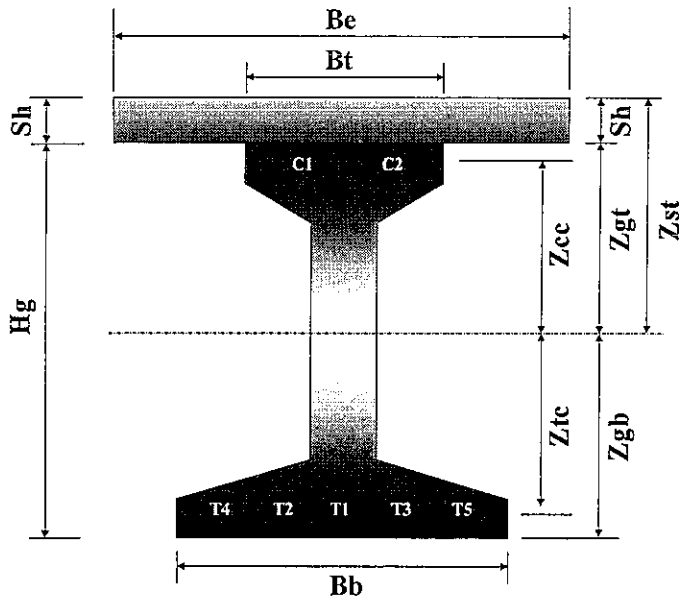
거더 경간의 1/4	=	11.00	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.98739	0.875	0.86434	0.75663	0.561061
바닥판	0.900	0.59400	2.220	1.31868	2.92747	0.002851
Σ		1.58139	1.380	2.18302	3.68410	0.563912

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.380445 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.719555 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.594555 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.256490 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.959555 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.234467 m^4

5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.253 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.920	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.693	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.528	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.528	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.98739	0.875	0.86434	0.75663	0.561061
바닥판	0.900	0.54605	2.220	1.21223	2.69114	0.002621
Σ		1.53344	1.354	2.07657	3.44777	0.563682

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.354192 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.745808 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.620808 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.230237 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.985808 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 1.199381 m⁴

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.91095	0.506581		1.195	-0.905	1.070	-0.782
PS강재 환산단면	0.98739	0.561061		1.225	-0.875	1.100	-0.751
바닥판 합성단면	1.56886	1.225506	0.966	0.726	-1.374	0.601	-1.250

5.5.2 G2-G8 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.91095	0.506581		1.195	-0.905	1.070	-0.782
PS강재 환산단면	0.98739	0.561061		1.225	-0.875	1.100	-0.751
바닥판 합성단면	1.58139	1.234467	0.960	0.720	-1.380	0.595	-1.256

5.5.3 G9 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.91095	0.506581		1.195	-0.905	1.070	-0.782
PS강재 환산단면	0.98739	0.561061		1.225	-0.875	1.100	-0.751
바닥판 합성단면	1.53344	1.199381	0.986	0.746	-1.354	0.621	-1.230

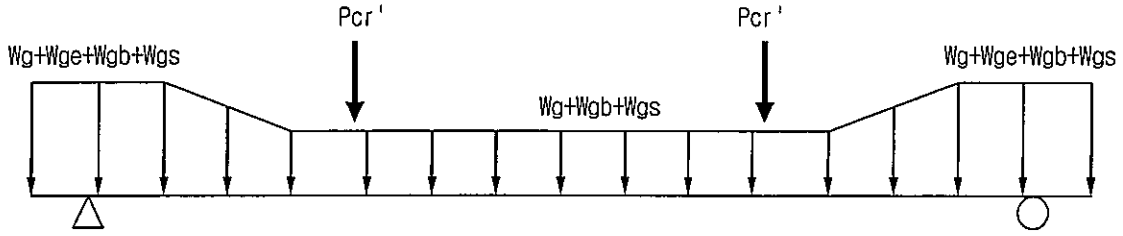
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분		산 출 근 거										
거더본체	(Wg)	Anet×wgc	=	0.911	×	25000					=	22774 N/m
단부보강	(Wge)	Avar×wgc	=	0.835	×	25000					=	20875 N/m
가 로 보	(Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	0.835	×	1	×	25000	×	1 EA	=	12525 N
강 봉	(Wgb)	w1cm×Cea	=	102.1	×	2 EA					=	204 N/m
T1 강연선	(Wgs1)	w1tm×Tea	=	11.01	×	7 EA					=	77 N/m
T2~T5 강연선	(Wgs2)	w2tm×Tea	=	11.01	×	4 EA	×	15 EA			=	661 N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.692 × 25000 = 16152 N/m

(2) G2~G8 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(3) G9 거더 : 0.240 × 2.528 × 25000 = 15168 N/m

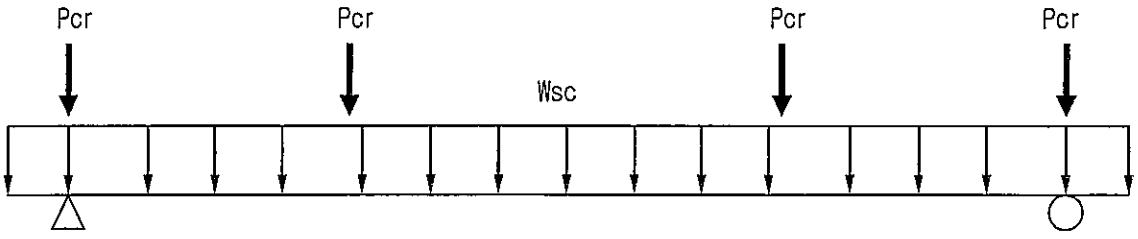
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.733 × 1.38 × 25000 = 17875 N

(2) G2~G8 거더 : 0.300 × 1.733 × 2.75 × 25000 = 35750 N

(3) G9 거더 : 0.300 × 1.733 × 1.38 × 25000 = 17875 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.618 × 25000 = 15449 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 N/m

(3) 중앙부 하중

- 콘크리트포장 : t × w = 0.050 × 23500 = 1175 N/m²

(4) 기타 하중

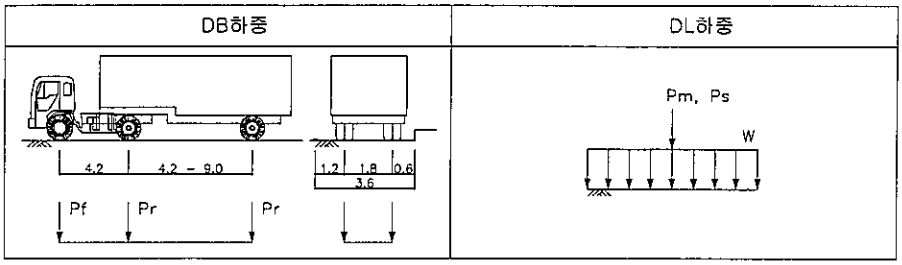
	위치	하중크기
1) 중분대	12.320m	10540N/m
2) 방음벽(좌)	0.230m	2000N/m
3) 내측풍하중1	-1.380m	4980N/m
4) 내측풍하중2	1.840m	-4980N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 6 차로

(2) 차 로 폭 : 3.6 m

(3) 적용하중(1등급)



1) DB24 : DBr = 96.00 kN

DBf = 24.00 kN

2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m

: DLm = 108.00 kN

: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.242219	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30891	27804
전단 탄성계수(G)	13235	11913
비틀림 상수 (J)	0.025667	0.003911
요소 중심간격(V)	2.750	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 12.235m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 44.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 13953.986

(4) 바닥판의 휨강성 ; Cy = Es × Is / Vs = 32.030

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.270$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 123.532

(2) 바닥판의 비틀림강성 ; Dy = Gs × Js / Vs = 46.590

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.127$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

K0 = 2× λ ×Bb×[A]×[B]×[C]

$$[A]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \cos(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\cosh(\lambda\cdot y)\\ \sin(\lambda\cdot y)\cdot\sinh(\lambda\cdot y)\end{bmatrix},\quad [C]=\begin{bmatrix}\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ \sin(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)+\cos(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\\ -\cos(\lambda\cdot e)\cdot\sinh(\lambda\cdot e)-\sin(\lambda\cdot e)\cdot\cosh(\lambda\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[B]=\begin{bmatrix}\pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & 0\\ \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & \pm\frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ \frac{-\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm\frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda\cdot B_b)}{X_o}\\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda\cdot B_b)}{Y_o} & \pm\frac{1}{2}\end{bmatrix}$$

λ : $\frac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\frac{1}{2}$ (m)

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

X_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)-\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

Y_o : $2\cdot\{\sinh(\lambda\cdot B_b)\cdot\cosh(\lambda\cdot B_b)+\sin(\lambda\cdot B_b)\cdot\cos(\lambda\cdot B_b)\}$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 +를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

K1 = 1/2× σ ×Bb×[D]×[E]×[F]

$$[D]=\begin{bmatrix}\cosh(\sigma\cdot y)\\ \sinh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\cosh(\sigma\cdot y)\\ (\sigma\cdot y)\cdot\sinh(\sigma\cdot y)\end{bmatrix},\quad [F]=\begin{bmatrix}\sinh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\cosh(\sigma\cdot e)\\ -\cosh(\sigma\cdot e)-(\sigma\cdot e)\cdot\sinh(\sigma\cdot e)\\ \cosh(\sigma\cdot e)\\ -\sinh(\sigma\cdot e)\end{bmatrix}$$

$$[E]=\begin{bmatrix}\pm1 & \frac{2+3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & 0\\ \frac{2-3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1} & \pm1 & 0 & \frac{-2-(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm1 & \frac{-2-3\cdot\sinh^2(\sigma\cdot B_b)}{Y_1}\\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3\cdot\cosh^2(\sigma\cdot B_b)}{X_1} & \pm1\end{bmatrix}$$

σ : $\sqrt{2}\cdot\lambda$

X_1 : $(\sigma\cdot B_b)-3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

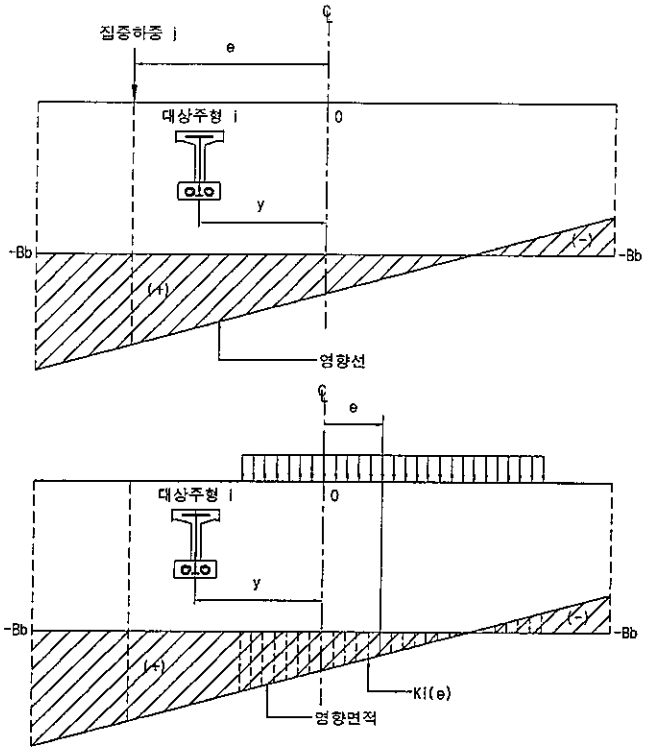
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 +를 취한다.

y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 −, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

Ka = K0 + (K1-K0) × √(α)

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$K_{ai} = K_{aij} / N_g$

분포하중

$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1 10.973	G2 8.223	G3 5.473	G4 2.723	G5 -0.027	G6 -2.777	G7 -5.527	G8 -8.277	G9 -11.027	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-12.235	0.007	0.002	-0.006	-0.019	-0.033	-0.027	0.052	0.286	0.738	1.000
-0.75×Bb	-9.176	0.002	-0.002	-0.005	-0.003	0.018	0.075	0.185	0.329	0.402	1.000
-0.50×Bb	-6.118	-0.004	-0.005	0.003	0.030	0.094	0.197	0.292	0.253	0.140	1.000
-0.25×Bb	-3.059	-0.012	0.003	0.036	0.103	0.207	0.291	0.234	0.121	0.018	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.014	0.038	0.115	0.220	0.289	0.218	0.113	0.036	-0.015	1.000
0.25×Bb	3.059	0.019	0.123	0.236	0.291	0.205	0.101	0.035	0.002	-0.013	1.000
0.50×Bb	6.118	0.143	0.256	0.292	0.195	0.092	0.029	0.002	-0.005	-0.004	1.000
0.75×Bb	9.176	0.405	0.329	0.184	0.074	0.017	-0.003	-0.005	-0.002	0.002	1.000
1.00×Bb	12.235	0.742	0.285	0.050	-0.028	-0.034	-0.019	-0.005	0.002	0.007	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 10.973	G2 8.223	G3 5.473	G4 2.723	G5 -0.027	G6 -2.777	G7 -5.527	G8 -8.277	G9 -11.027	합계 (Σ)
방호벽(좌)	11.967	0.713	0.289	0.062	-0.020	-0.030	-0.018	-0.006	0.002	0.006	1.000
방호벽(우)	-12.050	0.006	0.002	-0.006	-0.018	-0.031	-0.021	0.060	0.289	0.718	1.000
콘크리트포장	-0.085	2.259	2.538	2.695	2.760	2.775	2.758	2.699	2.569	2.346	23.400
중분대	-0.085	-0.014	0.036	0.112	0.217	0.289	0.221	0.116	0.038	-0.015	1.000
방음벽(좌)	12.005	0.717	0.289	0.060	-0.021	-0.030	-0.018	-0.006	0.002	0.006	1.000
내측풍하중1	13.615	0.894	0.262	-0.010	-0.073	-0.056	-0.026	-0.005	0.004	0.009	1.000
내측풍하중2	10.395	0.540	0.315	0.130	0.031	-0.004	-0.010	-0.006	-0.001	0.004	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	10.973	8.223	5.473	2.723	-0.027	-2.777	-5.527	-8.277	-11.027	(Σ)
DB1	10.115	1.018	0.634	0.285	0.083	0.002	-0.016	-0.011	-0.002	0.007	2.000
DB2	6.515	0.350	0.539	0.553	0.357	0.164	0.050	0.003	-0.009	-0.007	2.000
DB3	2.915	0.040	0.240	0.458	0.563	0.421	0.217	0.079	0.009	-0.026	2.000
DB4	-1.890	-0.029	0.026	0.124	0.292	0.496	0.548	0.373	0.168	0.002	2.000
DB5	-5.490	-0.012	-0.008	0.016	0.086	0.232	0.442	0.573	0.449	0.221	2.000
DB6	-9.090	0.003	-0.005	-0.010	-0.003	0.041	0.158	0.377	0.646	0.794	2.000

(2) DL하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	10.973	8.223	5.473	2.723	-0.027	-2.777	-5.527	-8.277	-11.027	(Σ)
DL1	10.115	0.508	0.320	0.142	0.041	0.000	-0.008	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	6.515	0.168	0.273	0.284	0.179	0.080	0.023	0.000	-0.005	-0.003	1.000
DL3	2.915	0.016	0.117	0.230	0.292	0.211	0.106	0.037	0.003	-0.013	1.000
DL4	-1.890	-0.015	0.012	0.060	0.144	0.252	0.282	0.186	0.082	-0.002	1.000
DL5	-5.490	-0.006	-0.004	0.007	0.041	0.114	0.223	0.297	0.225	0.104	1.000
DL6	-9.090	0.002	-0.003	-0.005	-0.002	0.019	0.078	0.189	0.329	0.393	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	1.018	0.634	0.285	0.083	0.002	-0.016	-0.011	-0.002	0.007	2.000
DB2	0.350	0.539	0.553	0.357	0.164	0.050	0.003	-0.009	-0.007	2.000
DB3	0.040	0.240	0.458	0.563	0.421	0.217	0.079	0.009	-0.026	2.000
DB4	-0.029	0.026	0.124	0.292	0.496	0.548	0.373	0.168	0.002	2.000
DB5	-0.012	-0.008	0.016	0.086	0.232	0.442	0.573	0.449	0.221	2.000
DB6	0.003	-0.005	-0.010	-0.003	0.041	0.158	0.377	0.646	0.794	2.000
DB12	1.367	1.174	0.838	0.440	0.166	0.034	-0.009	-0.011	0.000	4.000
DB13	1.058	0.874	0.743	0.647	0.422	0.201	0.067	0.007	-0.019	4.000
DB14	0.989	0.661	0.409	0.375	0.498	0.532	0.361	0.166	0.008	4.000
DB15	1.006	0.626	0.301	0.170	0.234	0.426	0.561	0.447	0.228	4.000
DB16	1.021	0.629	0.275	0.081	0.043	0.142	0.365	0.644	0.800	4.000
DB22	0.699	1.079	1.106	0.714	0.328	0.100	0.005	-0.018	-0.014	4.000
DB24	0.321	0.566	0.677	0.649	0.660	0.598	0.375	0.159	-0.005	4.000
DB25	0.338	0.531	0.569	0.443	0.396	0.493	0.575	0.440	0.214	4.000
DB26	0.353	0.534	0.543	0.354	0.205	0.208	0.379	0.637	0.787	4.000
DB34	0.012	0.266	0.581	0.855	0.917	0.765	0.451	0.177	-0.024	4.000
DB35	0.028	0.232	0.473	0.650	0.653	0.659	0.651	0.458	0.195	4.000
DB36	0.043	0.235	0.447	0.561	0.462	0.374	0.455	0.654	0.768	4.000
DB45	-0.041	0.018	0.140	0.378	0.728	0.990	0.945	0.618	0.223	4.000
DB46	-0.025	0.021	0.114	0.289	0.537	0.706	0.749	0.814	0.795	4.000
DB56	-0.009	-0.013	0.006	0.084	0.273	0.600	0.949	1.095	1.015	4.000
DB[illegible]	1.267	1.272	1.166	0.903	0.528	0.226	0.[illegible]	-0.002	-0.028	5.400
DB124	1.205	1.080	0.866	0.659	0.596	0.524	0.328	0.141	0.001	5.400
DB125	1.220	1.049	0.769	0.474	0.358	0.429	0.508	0.395	0.199	5.400
DB126	1.234	1.052	0.745	0.394	0.186	0.173	0.331	0.571	0.714	5.400
DB134	0.927	0.811	0.780	0.845	0.827	0.674	0.396	0.157	-0.016	5.400
DB135	0.942	0.780	0.683	0.660	0.589	0.579	0.576	0.410	0.182	5.400
DB136	0.955	0.782	0.659	0.580	0.417	0.322	0.399	0.587	0.697	5.400
DB145	0.880	0.587	0.382	0.415	0.657	0.877	0.841	0.554	0.207	5.400
DB146	0.893	0.590	0.359	0.335	0.485	0.621	0.664	0.731	0.722	5.400
DB156	0.908	0.559	0.262	0.150	0.248	0.526	0.844	0.984	0.919	5.400
DB234	0.325	0.725	1.021	1.091	0.973	0.733	0.408	0.151	-0.028	5.400
DB235	0.340	0.694	0.924	0.906	0.735	0.638	0.588	0.404	0.170	5.400
DB236	0.354	0.697	0.901	0.826	0.563	0.382	0.412	0.581	0.685	5.400
DB245	0.278	0.502	0.623	0.662	0.803	0.936	0.853	0.548	0.194	5.400
DB246	0.292	0.505	0.600	0.582	0.631	0.680	0.677	0.724	0.709	5.400
DB256	0.307	0.474	0.503	0.397	0.394	0.585	0.856	0.977	0.907	5.400
DB345	0.000	0.233	0.537	0.847	1.034	1.086	0.921	0.564	0.177	5.400
DB346	0.013	0.235	0.514	0.767	0.862	0.830	0.745	0.740	0.693	5.400
DB356	0.028	0.205	0.417	0.582	0.625	0.735	0.925	0.993	0.890	5.400
DB456	-0.034	0.012	0.116	0.338	0.693	1.033	1.190	1.137	0.915	5.400
DB1234	1.034	1.080	1.065	0.972	0.812	0.599	0.332	0.124	-0.018	6.000
DB1235	1.047	1.054	0.984	0.817	0.614	0.520	0.482	0.335	0.147	6.000
DB1236	1.058	1.057	0.964	0.751	0.471	0.306	0.335	0.482	0.576	6.000
DB1245	0.995	0.894	0.733	0.614	0.671	0.768	0.702	0.455	0.167	6.000
DB1246	1.007	0.896	0.714	0.547	0.527	0.555	0.555	0.602	0.596	6.000
DB1256	1.019	0.871	0.633	0.393	0.329	0.476	0.705	0.813	0.761	6.000
DB1345	0.763	0.670	0.662	0.769	0.863	0.893	0.759	0.468	0.153	6.000

DB1346	0.775	0.672	0.642	0.702	0.720	0.680	0.612	0.615	0.582	6.000
DB1356	0.787	0.646	0.561	0.548	0.522	0.601	0.762	0.826	0.747	6.000
DB1456	0.735	0.486	0.311	0.344	0.579	0.849	0.983	0.946	0.767	6.000
DB2345	0.262	0.598	0.863	0.974	0.985	0.943	0.770	0.463	0.143	6.000
DB2346	0.273	0.601	0.843	0.907	0.841	0.729	0.623	0.610	0.572	6.000
DB2356	0.286	0.575	0.762	0.753	0.644	0.650	0.773	0.821	0.737	6.000
DB2456	0.234	0.415	0.512	0.550	0.700	0.899	0.993	0.941	0.757	6.000
DB3456	0.002	0.190	0.440	0.704	0.893	1.024	1.050	0.954	0.743	6.000
DB12345	1.025	1.074	1.077	1.036	0.986	0.931	0.761	0.461	0.148	7.500
DB12346	1.037	1.076	1.057	0.970	0.843	0.717	0.614	0.609	0.577	7.500
DB12356	1.049	1.051	0.976	0.816	0.645	0.638	0.764	0.820	0.742	7.500
DB12456	0.998	0.890	0.726	0.612	0.702	0.887	0.985	0.939	0.762	7.500
DB13456	0.766	0.666	0.654	0.767	0.894	1.012	1.042	0.952	0.748	7.500
DB23456	0.264	0.595	0.855	0.972	1.016	1.061	1.052	0.947	0.738	7.500
DB123456	1.028	1.070	1.069	1.035	1.017	1.049	1.044	0.946	0.743	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.508	0.320	0.142	0.041	0.000	-0.008	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	0.168	0.273	0.284	0.179	0.080	0.023	0.000	-0.005	-0.003	1.000
DL3	0.016	0.117	0.230	0.292	0.211	0.106	0.037	0.003	-0.013	1.000
DL4	-0.015	0.012	0.060	0.144	0.252	0.282	0.186	0.082	-0.002	1.000
DL5	-0.006	-0.004	0.007	0.041	0.114	0.223	0.297	0.225	0.104	1.000
DL6	0.002	-0.003	-0.005	-0.002	0.019	0.078	0.189	0.329	0.393	1.000
DL12	0.677	0.593	0.426	0.220	0.080	0.015	-0.005	-0.006	0.000	2.000
DL13	0.525	0.437	0.373	0.333	0.211	0.098	0.031	0.002	-0.010	2.000
DL14	0.494	0.331	0.202	0.185	0.252	0.273	0.180	0.080	0.001	2.000
DL15	0.503	0.315	0.149	0.082	0.115	0.214	0.291	0.224	0.108	2.000
DL16	0.510	0.317	0.137	0.039	0.020	0.069	0.183	0.328	0.396	2.000
DL22	0.337	0.546	0.568	0.357	0.160	0.047	0.001	-0.010	-0.007	2.000
DL24	0.154	0.285	0.344	0.323	0.332	0.305	0.186	0.077	-0.005	2.000
DL25	0.163	0.269	0.291	0.220	0.194	0.246	0.297	0.220	0.101	2.000
DL26	0.170	0.270	0.279	0.177	0.100	0.101	0.189	0.325	0.389	2.000
DL34	0.002	0.129	0.290	0.436	0.463	0.388	0.223	0.085	-0.015	2.000
DL35	0.011	0.113	0.237	0.333	0.325	0.329	0.334	0.228	0.091	2.000
DL36	0.018	0.115	0.225	0.290	0.230	0.184	0.226	0.333	0.380	2.000
DL45	-0.021	0.007	0.066	0.186	0.366	0.504	0.483	0.306	0.102	2.000
DL46	-0.013	0.009	0.054	0.142	0.271	0.360	0.375	0.411	0.391	2.000
DL56	-0.004	-0.007	0.001	0.039	0.134	0.301	0.486	0.554	0.497	2.000
DL123	0.624	0.639	0.591	0.460	0.262	0.109	0.029	-0.002	-0.012	2.700
DL124	0.596	0.544	0.437	0.328	0.299	0.267	0.163	0.068	-0.002	2.700
DL125	0.604	0.529	0.390	0.235	0.175	0.214	0.262	0.197	0.094	2.700
DL126	0.611	0.531	0.379	0.196	0.090	0.084	0.165	0.291	0.353	2.700
DL134	0.459	0.404	0.389	0.429	0.417	0.341	0.196	0.075	-0.010	2.700
DL135	0.467	0.389	0.341	0.336	0.293	0.288	0.295	0.204	0.085	2.700
DL136	0.474	0.391	0.331	0.298	0.208	0.158	0.198	0.298	0.345	2.700
DL145	0.439	0.294	0.188	0.204	0.330	0.446	0.429	0.275	0.095	2.700
DL146	0.446	0.296	0.177	0.165	0.244	0.316	0.332	0.369	0.355	2.700
DL156	0.454	0.281	0.129	0.072	0.121	0.263	0.432	0.498	0.450	2.700
DL234	0.153	0.362	0.516	0.553	0.489	0.370	0.201	0.072	-0.017	2.700
DL235	0.161	0.347	0.469	0.460	0.365	0.317	0.301	0.201	0.079	2.700

DL236	0.168	0.349	0.458	0.422	0.279	0.187	0.204	0.295	0.339	2.700
DL245	0.133	0.252	0.315	0.328	0.402	0.475	0.435	0.271	0.089	2.700
DL246	0.140	0.254	0.304	0.289	0.316	0.345	0.338	0.366	0.349	2.700
DL256	0.148	0.239	0.257	0.196	0.192	0.292	0.437	0.494	0.444	2.700
DL345	-0.004	0.112	0.267	0.430	0.519	0.549	0.468	0.278	0.080	2.700
DL346	0.003	0.114	0.256	0.391	0.434	0.419	0.371	0.373	0.340	2.700
DL356	0.011	0.099	0.208	0.298	0.310	0.366	0.470	0.502	0.436	2.700
DL456	-0.017	0.004	0.055	0.165	0.347	0.524	0.604	0.572	0.446	2.700
DL1234	0.509	0.541	0.537	0.492	0.407	0.302	0.163	0.059	-0.011	3.000
DL1235	0.516	0.529	0.497	0.414	0.304	0.258	0.246	0.167	0.069	3.000
DL1236	0.521	0.531	0.488	0.382	0.233	0.149	0.166	0.245	0.285	3.000
DL1245	0.492	0.450	0.369	0.304	0.335	0.390	0.358	0.225	0.077	3.000
DL1246	0.498	0.451	0.361	0.272	0.264	0.281	0.277	0.304	0.293	3.000
DL1256	0.505	0.439	0.321	0.194	0.161	0.237	0.360	0.411	0.373	3.000
DL1345	0.378	0.333	0.329	0.389	0.433	0.452	0.386	0.231	0.070	3.000
DL1346	0.384	0.335	0.320	0.356	0.362	0.343	0.305	0.310	0.286	3.000
DL1356	0.390	0.323	0.280	0.279	0.259	0.299	0.388	0.417	0.366	3.000
DL1456	0.367	0.243	0.152	0.168	0.289	0.430	0.499	0.476	0.374	3.000
DL2345	0.123	0.298	0.435	0.492	0.493	0.475	0.390	0.228	0.065	3.000
DL2346	0.129	0.300	0.426	0.460	0.422	0.367	0.309	0.307	0.281	3.000
DL2356	0.135	0.288	0.387	0.382	0.319	0.322	0.392	0.414	0.361	3.000
DL2456	0.112	0.208	0.259	0.272	0.349	0.454	0.504	0.473	0.369	3.000
DL3456	-0.002	0.092	0.218	0.356	0.447	0.516	0.532	0.479	0.362	3.000
DL12345	0.504	0.538	0.542	0.523	0.493	0.469	0.386	0.228	0.067	3.750
DL12346	0.510	0.539	0.533	0.490	0.422	0.360	0.305	0.306	0.283	3.750
DL12356	0.517	0.537	0.493	0.413	0.319	0.316	0.388	0.414	0.363	3.750
DL12456	0.493	0.448	0.365	0.302	0.350	0.448	0.500	0.472	0.371	3.750
DL13456	0.379	0.331	0.325	0.387	0.448	0.510	0.527	0.478	0.364	3.750
DL23456	0.124	0.296	0.431	0.490	0.507	0.534	0.532	0.475	0.359	3.750
DL123456	0.506	0.536	0.538	0.521	0.508	0.527	0.528	0.475	0.362	4.500

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN·m)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	5979.5	5979.5	5979.5	순 단 면	
합성전 고정하중	4103.8	4384.6	3865.7	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2679.0	2412.1	1690.0	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3472.3	3015.2	3460.9		
DL 활하중	3488.4	2925.8	3472.5		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3488.4	3015.2	3472.5		
합 계	16250.7	15791.4	15007.7		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	583.2	583.2	583.2	순 단 면	
합성전 고정하중	364.3	380.9	342.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	309.0	199.8	184.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	393.8	387.1	389.0		
DL 활하중	371.1	359.8	375.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	393.8	387.1	389.0		
합 계	1650.2	1550.9	1498.9		

8.3 반력종합

8.3.1. A1 (단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	389.425	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	367.334
합성후	324.09	200.952	141.051	117.186	115.417	111.751	119.692	140.771	195.579
	220.354	196.579	168.81	148.735	140.072	127.456	128.115	144.275	192.095
ENV	324.09	200.952	168.81	148.735	140.072	127.456	128.115	144.275	195.579
ADD	1316.779	1228.266	1196.124	1176.049	1167.386	1154.77	1155.429	1171.589	1166.177
DB1	271.262	193.096	103.532	41.63	11.773	5.591	2.045	0.651	1.77
DB2	118.271	159.69	158.267	108.792	59.793	27.293	9.651	3.751	0.398
DB3	32.537	83.292	134.62	156.917	124.218	74.634	36.591	13.58	2.958
DB4	5.237	20.586	51.031	95.242	143.261	153.464	112.842	63.071	17.123
DB5	0.891	5.319	15.914	39.605	79.345	130.191	161.412	135.168	83.429
DB6	0.81	1.034	3.661	8.591	24.44	61.09	123.429	188.77	220.919
DB12	389.424	352.71	261.613	150.125	71.122	29.023	10.66	3.798	0.432
DB13	303.635	276.302	237.929	198.142	135.385	76.138	35.481	12.957	2.687
DB14	269.886	212.488	153.794	136.308	154.406	154.875	111.723	62.541	18.086
DB15	268.878	196.125	118.798	80.657	90.445	131.653	160.389	134.738	84.755
DB16	271.5	192.602	104.513	49.03	35.35	62.477	122.404	188.386	222.224
DB22	236.517	319.376	316.512	217.604	119.587	54.586	19.304	7.502	0.797
DB24	117.011	179.148	208.726	203.837	202.963	180.51	122.13	64.656	17.042
DB25	115.977	162.75	173.671	148.152	138.994	157.235	170.624	136.55	81.766
DB26	118.596	159.204	159.383	116.524	83.898	88.059	132.639	190.198	219.236
DB34	31.337	102.773	185.084	251.961	267.456	227.993	149.332	76.544	20.006
DB35	30.251	86.302	149.968	196.206	203.473	204.596	197.427	147.731	80.207
DB36	32.851	82.775	135.681	164.579	148.378	135.419	159.44	201.376	217.653
DB45	5.791	24.146	66.728	134.7	222.567	283.631	274.243	198.174	100.193
DB46	4.916	20.025	52.139	103.001	167.462	214.399	236.191	251.759	237.597
DB56	0.794	5.923	17.164	47.425	103.561	191.142	284.794	323.921	304.276
DB123	379.68	392.387	356.555	276.236	175.608	92.988	40.462	13.801	2.535
DB124	349.287	334.92	280.831	220.572	192.712	163.783	108.902	57.619	15.091
DB125	348.394	320.202	249.314	170.467	135.153	142.896	152.69	122.558	74.827
DB126	350.73	317.02	236.463	142.012	85.553	80.633	118.504	170.847	198.553
DB134	272.166	266.195	259.545	263.89	250.759	206.547	133.397	68.317	17.758
DB135	271.222	251.388	227.969	213.716	193.161	185.523	176.8	132.614	73.415
DB136	273.561	248.227	215.1	185.263	143.583	123.262	142.615	180.904	197.141
DB145	240.904	194.034	152.325	158.143	210.325	256.505	245.775	177.885	91.298

DB146	243.245	190.876	139.479	129.692	160.747	194.243	211.588	226.152	215.02
DB156	242.35	176.138	107.962	79.587	103.164	173.339	255.395	291.128	275.013
DB234	134.594	236.189	309.009	324.684	294.469	229.634	142.873	70.423	18.004
DB235	133.613	221.331	277.357	274.461	236.86	208.529	186.016	134.262	70.731
DB236	135.954	218.173	264.512	246.011	187.285	146.29	151.831	182.531	194.453
DB245	103.274	163.977	201.734	218.891	254.027	279.533	254.992	179.512	88.61
DB246	105.636	160.819	188.868	190.438	204.449	217.271	220.807	227.802	212.336
DB256	104.72	146.081	157.371	140.335	146.867	196.368	264.614	292.779	272.33
DB345	26.128	95.187	180.373	262.142	312.058	322.163	279.105	189.592	87.202
DB346	28.464	92.005	167.523	233.687	262.457	259.899	244.916	237.858	210.924
DB356	27.574	77.291	136.01	183.585	204.897	238.997	288.725	302.835	270.918
DB456	4.932	21.254	61.06	128.223	222.067	310.104	357.847	348.24	288.917
DB1234	315.474	341.567	334.975	301.479	253.746	192.466	118.199	58.202	14.795
DB1235	314.668	329.225	308.629	259.658	205.755	174.936	154.291	111.599	59.971
DB1236	316.622	326.573	297.927	235.956	164.451	123.045	125.792	151.829	163.077
DB1245	289.393	281.434	245.6	213.352	220.062	234.084	211.766	149.309	74.893
DB1246	291.37	278.783	234.897	189.627	178.736	182.212	183.268	189.558	177.98
DB1256	290.621	266.521	208.639	147.882	130.759	164.79	219.782	243.707	227.983
DB1345	225.103	224.093	227.822	249.392	268.411	269.618	231.852	157.693	73.717
DB1346	227.06	221.46	217.099	225.687	227.085	217.727	203.374	197.944	176.805
DB1356	226.308	209.178	190.863	183.945	179.13	200.306	239.868	252.091	226.806
DB1456	201.033	161.385	127.83	137.615	193.414	259.472	297.342	289.798	241.705
DB2345	110.425	199.044	268.974	300.011	304.816	288.799	239.528	159.071	71.462
DB2346	112.383	196.413	258.273	276.289	263.512	236.909	211.051	199.303	174.57
DB2356	111.63	184.13	232.015	234.564	215.535	219.486	247.544	253.45	224.571
DB2456	86.355	136.336	168.982	188.234	229.819	278.652	305.017	291.157	239.47
DB3456	22.063	78.993	151.183	224.273	278.188	314.167	325.124	299.543	238.295
DB12345	313.764	343.826	346.497	330.963	313.207	289.947	238.812	158.79	72.522
DB12346	315.721	341.191	335.772	307.236	271.878	238.053	210.33	199.017	175.606
DB12356	314.967	328.906	309.512	265.49	223.901	220.651	246.825	253.165	225.608
DB12456	289.693	281.114	246.481	219.181	238.186	279.796	304.297	290.871	240.506
DB13456	225.379	223.77	228.703	255.223	286.558	315.334	324.387	299.278	239.334
DB23456	110.701	198.721	269.856	305.843	322.964	334.516	332.085	300.64	237.1
DB123456	314.039	343.5	347.356	336.792	331.352	335.66	331.344	300.352	238.135
DL1	264.551	180.005	99.688	42.592	13.8	6.599	2.377	0.733	1.696
DL2	118.68	147.518	144.557	100.066	57.265	27.904	10.907	4.306	0.371
DL3	34.703	78.699	122.216	142.796	113.481	70.401	36.51	15.005	3.249
DL4	5.983	21.694	49.519	88.203	130.14	139.392	103.754	61.276	20.251
DL5	0.942	6.169	17.067	39.084	74.257	118.128	147.588	125.066	85.142

DL6	0.799	1.194	4.301	10.222	25.292	59.049	115.537	174.428	218.067
DL12	383.106	327.425	244.011	142.268	70.48	31.213	12.556	4.38	0.492
DL13	299.05	258.594	221.619	184.871	126.46	73.385	35.954	14.331	2.874
DL14	263.986	200.214	148.225	130.058	143.089	142.241	103.041	60.429	19.769
DL15	262.305	183.869	115.938	80.936	87.146	121.052	147.161	124.58	86.238
DL16	264.626	179.713	101.439	51.233	37.899	61.84	115.05	173.983	219.122
DL22	237.315	295.024	289.103	200.124	114.491	55.771	21.841	8.611	0.746
DL24	118.271	167.807	193.366	188.016	187.252	166.979	114.204	63.618	20.017
DL25	116.511	151.428	161.011	138.835	131.299	145.686	157.988	127.183	83.453
DL26	118.822	147.234	146.507	109.133	82.054	86.507	125.877	176.553	216.328
DL34	34.342	99.016	171.033	230.77	243.552	209.65	140.072	76.136	23.399
DL35	32.515	82.544	138.576	181.503	187.586	188.242	183.365	138.844	82.377
DL36	34.83	78.356	124.107	151.803	138.341	129.032	151.255	188.247	215.262
DL45	6.459	26.193	66.266	127.088	204.274	257.435	251.153	186.007	103.744
DL46	5.514	21.298	51.439	97.275	155.014	198.156	218.964	235.34	236.579
DL56	0.763	6.793	19.193	48.287	99.19	176.965	263.013	299.452	303.062
DL123	375.925	365.494	329.545	256.433	165.3	91.08	42.086	16.156	2.75
DL124	344.348	312.926	263.471	207.092	180.22	152.931	102.281	56.61	17.666
DL125	342.802	298.195	234.387	162.845	129.879	133.853	141.87	114.117	76.177
DL126	344.909	294.455	221.36	136.119	85.555	80.565	112.958	158.542	195.766
DL134	268.824	251.026	243.378	245.561	230.893	191.391	125.608	67.907	20.722
DL135	267.219	236.215	214.203	201.264	180.532	172.137	164.709	124.629	75.214
DL136	269.325	232.475	201.176	174.538	136.208	118.85	135.798	169.054	194.803
DL145	235.732	183.751	148.262	152.023	195.52	234.225	225.511	166.868	94.34
DL146	237.839	180.01	135.237	125.3	151.202	180.947	196.643	211.338	213.945
DL156	236.263	165.291	106.14	81.068	100.857	161.903	236.336	269.059	273.778
DL234	137.681	221.864	284.035	297.717	270.634	213.625	135.612	70.775	20.941
DL235	135.985	206.98	254.757	253.362	220.266	194.315	174.447	126.943	72.708
DL236	138.092	203.24	241.731	226.637	175.944	141.031	145.542	171.407	192.308
DL245	104.499	154.516	188.816	204.122	235.257	256.406	235.255	169.22	91.845
DL246	106.606	150.775	175.791	177.399	190.938	203.127	206.382	213.682	211.405
DL256	105.079	136.072	146.736	133.175	140.597	184.085	246.076	271.403	271.238
DL345	29.707	92.704	168.716	242.535	285.913	294.74	258.118	179.753	90.895
DL346	31.021	88.792	155.603	215.784	241.589	241.441	229.219	224.159	210.433
DL356	29.495	74.092	126.552	171.594	191.25	222.37	268.916	281.915	270.275
DL456	5.405	23.222	61.382	122.567	206.263	284.609	329.899	324.35	289.525
DL1234	312.973	319.807	311.246	279.658	235.284	180.272	112.617	58.452	17.165
DL1235	311.607	307.437	286.879	242.731	193.325	164.19	145.107	105.513	61.513
DL1236	313.368	304.308	276.037	220.433	156.383	119.796	121.036	142.544	161.141

DL1245	285.367	263.712	231.923	201.661	205.805	215.946	195.758	140.72	77.439
DL1246	287.125	260.582	221.05	179.394	168.866	171.555	171.689	177.752	177.067
DL1256	285.847	248.333	196.849	142.584	126.933	155.663	204.795	225.882	226.944
DL1345	222.367	212.038	215.086	233.668	248.006	247.86	214.829	149.499	76.645
DL1346	224.129	208.916	204.253	211.41	211.103	203.471	190.728	186.527	176.268
DL1356	222.856	196.693	180.012	174.554	169.124	187.564	223.821	234.615	226.134
DL1456	196.617	152.973	125.062	133.524	181.616	239.334	274.518	269.868	242.076
DL2345	113.035	187.683	248.881	277.092	281.136	266.342	222.935	151.424	74.505
DL2346	114.797	184.558	238.044	254.828	244.197	221.949	198.835	188.458	174.173
DL2356	113.528	172.342	213.84	217.979	202.223	206.048	231.935	236.585	224.05
DL2456	87.285	128.615	158.854	176.942	214.709	257.812	282.625	271.799	239.981
DL3456	24.421	76.978	142.071	208.963	256.948	289.731	301.667	280.577	239.184
DL12345	311.317	322.641	323.473	308.677	290.894	268.614	222.664	151.107	75.417
DL12346	313.079	319.516	312.634	286.41	253.95	224.188	198.564	188.175	175.094
DL12356	311.795	307.258	288.393	249.561	212.011	208.322	231.661	236.262	224.917
DL12456	285.557	263.538	233.443	208.53	224.504	260.092	282.358	271.514	240.858
DL13456	222.566	211.901	216.612	240.538	266.7	291.996	301.386	280.249	240.049
DL23456	113.234	187.544	250.403	283.956	299.794	310.475	309.493	282.18	237.954
DL123456	311.516	322.501	324.993	315.538	309.547	312.713	309.222	281.897	238.875
ENV	389.424	392.387	356.555	336.792	331.352	335.66	357.847	348.24	304.276
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1706.203	1620.653	1552.679	1512.841	1498.738	1490.43	1513.276	1519.829	1470.453

8.3.2 P1-1 (단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	389.425	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	367.334
합성후	331.611	194.803	139.625	118.289	114.46	112.935	118.674	145.134	190.96
	224.95	194.513	167.177	149.827	138.631	128.531	126.851	148.184	187.826
ENV	331.611	194.803	167.177	149.827	138.631	128.531	126.851	148.184	190.96
ADD	1324.3	1222.117	1194.491	1177.141	1165.945	1155.845	1154.165	1175.498	1161.558
DB1	273.569	190.067	102.655	41.593	11.414	5.604	2	0.628	1.757
DB2	119.593	159.761	157.702	108.836	59.079	27.24	9.415	3.377	0.402
DB3	32.893	84.852	134.466	157.335	123.458	74.57	36.062	12.746	2.964
DB4	5.209	21.915	51.038	96.066	143.055	153.76	112.093	61.908	16.815
DB5	0.871	5.999	15.901	40.23	79.391	130.933	160.891	135.146	82.217
DB6	0.82	1.2	3.643	8.854	24.497	61.911	123.147	191.615	218.616
DB12	393.042	349.741	260.169	150.122	70.042	28.98	10.394	3.385	0.427
DB13	306.283	274.825	236.897	198.511	134.259	76.075	34.923	12.088	2.691
DB14	272.117	210.882	152.932	137.082	153.837	155.175	110.947	61.369	17.771
DB15	271.123	193.805	117.919	81.232	90.129	132.399	159.838	134.711	83.535
DB16	273.793	189.714	103.622	49.248	35.051	63.3	122.091	191.223	219.917
DB22	239.162	319.518	315.381	217.692	118.159	54.48	18.831	6.755	0.804
DB24	118.27	180.651	208.174	204.702	202.044	180.752	121.147	63.129	16.758
DB25	117.25	163.538	173.102	148.818	138.328	157.92	169.868	136.132	80.587
DB26	119.916	159.424	158.803	116.832	83.248	88.821	132.122	192.644	216.969
DB34	31.631	105.764	184.945	253.202	266.49	228.228	148.058	74.548	19.705
DB35	30.558	88.576	149.81	197.245	202.759	205.27	196.387	146.762	79.036
DB36	33.205	84.481	135.511	165.259	147.68	136.17	158.639	203.27	215.395
DB45	5.73	26.149	66.73	136.149	222.409	284.669	272.973	196.981	98.677
DB46	4.884	21.515	52.133	104.09	167.321	215.515	235.162	253.431	234.995
DB56	0.778	6.767	17.133	48.315	103.672	192.706	283.991	326.742	300.767
DB123	383.252	391.122	355.117	276.607	173.952	92.881	39.745	12.687	2.552
DB124	352.483	333.538	279.545	221.306	191.556	164	107.99	56.213	14.833
DB125	351.602	318.178	248.013	171.024	134.226	143.515	151.982	122.177	73.756
DB126	353.981	314.485	235.152	142.246	84.64	81.321	118.01	173.045	196.503
DB134	274.495	266.153	258.629	264.962	249.561	206.759	132.224	66.49	17.487
DB135	273.562	250.702	227.038	214.607	192.19	186.132	175.835	131.737	72.352
DB136	275.943	247.029	214.158	185.832	142.626	123.94	141.865	182.605	195.099
DB145	242.87	193.234	151.547	159.402	209.856	257.444	244.609	176.809	89.927
DB146	245.253	189.564	138.691	130.628	160.294	195.252	210.636	227.655	212.67

DB156	244.371	174.185	107.158	80.344	102.939	174.748	254.646	293.662	271.849
DB234	136.048	238.947	308.374	325.839	292.958	229.793	141.512	68.297	17.753
DB235	135.077	223.442	276.705	275.434	235.574	209.083	184.868	133.034	69.705
DB236	137.461	219.773	263.849	246.662	186.014	146.913	150.898	183.881	192.448
DB245	104.364	165.974	201.236	220.231	253.244	280.417	253.641	178.085	87.276
DB246	106.769	162.305	188.359	191.456	203.68	218.226	219.671	228.953	210.023
DB256	105.865	146.925	156.847	141.174	146.327	197.723	263.681	294.96	269.202
DB345	26.349	98.522	180.244	263.817	311.231	323.038	277.499	187.668	85.876
DB346	28.728	94.828	167.383	235.04	261.645	260.843	243.525	238.513	208.618
DB356	27.85	79.472	135.855	184.76	204.313	240.342	287.536	304.52	267.797
DB456	4.873	23.201	61.049	129.766	221.984	311.777	356.451	349.724	285.486
DB1234	318.405	341.586	333.788	302.404	252.212	192.6	117.043	56.404	14.584
DB1235	317.608	328.707	307.428	260.433	204.41	175.4	153.31	110.572	59.108
DB1236	319.598	325.628	296.717	236.462	163.118	123.566	124.99	152.95	161.398
DB1245	292.021	280.821	244.527	214.432	219.135	234.823	210.617	148.116	73.773
DB1246	294.034	277.743	233.815	190.439	177.822	183.009	182.298	190.513	176.044
DB1256	293.295	264.946	207.544	148.546	130.035	165.921	218.981	245.522	225.368
DB1345	227.007	224.594	227.057	250.751	267.448	270.349	230.49	156.087	72.603
DB1346	228.999	221.534	216.325	226.778	226.135	218.516	202.191	198.485	174.875
DB1356	228.258	208.718	190.076	184.887	178.37	201.429	238.854	253.492	224.198
DB1456	202.671	160.83	127.172	138.863	193.073	260.87	296.159	291.033	238.84
DB2345	111.599	201.876	268.442	301.438	303.591	289.484	238.013	157.171	70.379
DB2346	113.593	198.819	257.732	277.447	262.298	237.652	209.714	199.552	172.67
DB2356	112.85	186.001	231.461	235.574	214.512	220.563	246.376	254.557	221.993
DB2456	87.263	138.112	168.556	189.55	229.215	280.004	303.681	292.098	236.635
DB3456	22.247	81.883	151.065	225.868	277.547	315.512	323.575	300.071	235.466
DB12345	316.659	344.38	345.307	332.354	311.708	290.634	237.272	156.887	71.43
DB12346	318.65	341.319	334.573	308.358	270.392	238.797	208.97	199.262	173.699
DB12356	317.907	328.499	308.3	266.464	222.605	221.73	245.633	254.27	223.022
DB12456	292.32	280.612	245.398	220.461	237.308	281.15	302.937	291.809	237.663
DB13456	227.283	224.383	227.928	256.782	285.644	316.68	322.814	299.803	236.498
DB23456	111.875	201.665	269.313	307.47	321.788	335.817	330.359	300.872	234.294
DB123456	316.933	344.166	346.155	338.382	329.902	336.962	329.594	300.581	235.321
DL1	269.012	175.434	98.541	42.559	13.388	6.636	2.32	0.713	1.668
DL2	120.723	147.317	143.702	100.065	56.341	27.848	10.639	3.876	0.378
DL3	35.061	80.556	122.05	143.367	112.368	70.309	35.852	14.014	3.278
DL4	5.915	23.282	49.527	89.338	129.915	139.786	102.699	59.973	19.973
DL5	0.913	6.965	17.037	39.864	74.338	119.225	146.906	125.336	83.44
DL6	0.814	1.385	4.271	10.521	25.349	60.096	115.239	178.782	213.905

DL12	389.598	322.638	242.008	142.228	69.127	31.188	12.263	3.902	0.488
DL13	303.851	255.868	220.305	185.399	124.921	73.305	35.272	13.301	2.9
DL14	268.271	197.364	147.087	131.148	142.44	142.65	101.966	59.087	19.49
DL15	266.666	180.141	114.777	81.671	86.805	122.163	146.452	124.849	84.513
DL16	269.075	175.299	100.27	51.498	37.542	62.899	114.726	178.336	214.944
DL22	241.402	294.622	287.393	200.122	112.643	55.658	21.305	7.752	0.76
DL24	120.154	169.339	192.519	189.149	186.105	167.317	112.877	61.883	19.77
DL25	118.469	152.08	160.139	139.61	130.458	146.724	157.035	126.981	81.805
DL26	120.868	147.202	145.628	109.437	81.197	87.493	125.308	180.434	212.228
DL34	34.542	102.604	170.875	232.476	242.216	209.955	138.364	73.844	23.153
DL35	32.789	85.25	138.392	182.848	186.554	189.241	182.045	137.968	80.797
DL36	35.192	80.377	123.916	152.677	137.293	129.979	150.32	191.455	211.228
DL45	6.345	28.574	66.258	129	204.131	258.924	249.42	184.93	101.79
DL46	5.442	23.069	51.424	98.715	154.857	199.595	217.618	238.347	232.172
DL56	0.741	7.775	19.132	49.375	99.337	179.11	262.035	304.073	297.207
DL123	382.083	362.86	327.592	256.907	163.083	90.957	41.229	14.842	2.788
DL124	350.042	310.18	261.676	208.072	178.804	153.245	101.065	55.013	17.442
DL125	348.563	294.659	232.571	163.504	128.74	134.798	140.987	113.936	74.67
DL126	350.75	290.302	219.538	136.354	84.4	81.465	112.421	162.037	192.052
DL134	273.002	250.131	242.203	247.057	229.307	191.676	124.049	65.809	20.498
DL135	271.464	234.527	213.006	202.436	179.22	173.048	163.496	123.841	73.767
DL136	273.65	230.169	199.973	175.286	134.881	119.715	134.931	171.942	191.149
DL145	239.514	181.953	147.224	153.704	195.012	235.58	223.933	165.902	92.561
DL146	241.701	177.596	134.192	126.557	150.678	182.257	195.411	214.048	209.957
DL156	240.192	162.087	105.075	82.006	100.611	163.845	235.432	273.219	268.488
DL234	139.698	224.913	283.123	299.25	268.6	213.847	133.826	68.323	20.746
DL235	138.068	209.235	253.821	254.57	218.505	195.16	173.014	125.732	71.331
DL236	140.255	204.878	240.789	227.421	174.167	141.83	144.455	173.87	188.723
DL245	106.118	156.661	188.04	205.839	234.298	257.695	233.457	167.831	90.135
DL246	108.305	152.304	175.008	178.692	189.965	204.37	204.93	215.966	207.487
DL256	106.846	136.811	145.932	134.148	139.901	185.961	244.953	275.137	266.018
DL345	29.822	96.679	168.558	244.765	284.782	295.995	255.988	177.756	89.244
DL346	31.205	92.168	155.439	217.59	240.443	242.649	227.437	225.837	206.575
DL356	29.746	76.679	126.367	173.08	190.381	224.211	267.462	285.043	265.115
DL456	5.298	25.531	61.355	124.564	206.196	286.891	328.074	327.298	284.029
DL1234	317.985	318.912	309.625	280.903	233.269	180.465	111.11	56.379	17
DL1235	316.675	305.88	285.24	243.706	191.537	164.903	143.892	104.504	60.346
DL1236	318.503	302.237	274.392	221.054	154.584	120.471	120.11	144.597	158.134
DL1245	290.049	262.064	230.416	203.06	204.688	217.031	194.238	139.563	75.994

DL1246	291.873	258.419	219.538	180.439	167.736	172.601	170.458	179.657	173.782
DL1256	290.652	245.513	195.32	143.363	126.034	157.236	203.838	228.995	222.574
DL1345	225.786	211.93	214.095	235.494	246.745	248.916	213.034	147.836	75.249
DL1346	227.614	208.294	203.256	212.883	209.83	204.488	189.221	187.926	173.033
DL1356	226.398	195.412	178.998	175.761	168.081	189.108	222.588	237.223	221.815
DL1456	199.773	151.601	124.181	135.155	181.243	241.249	272.981	272.327	237.478
DL2345	114.652	190.86	248.108	278.948	279.501	267.343	220.957	149.407	73.169
DL2346	116.48	187.222	237.265	256.331	242.549	222.91	197.145	189.504	170.997
DL2356	115.268	174.347	213.043	219.216	200.806	207.537	230.52	238.839	219.789
DL2456	88.639	130.529	158.19	178.603	213.962	259.672	280.905	273.905	235.442
DL3456	24.514	80.429	141.923	211.051	256.056	291.562	299.672	282.177	234.694
DL12345	316.266	322.382	321.84	310.502	288.939	269.624	220.664	149.091	74.061
DL12346	318.094	318.743	310.995	287.881	251.983	225.159	196.853	189.222	171.897
DL12356	316.867	305.827	286.737	250.766	210.275	209.82	230.225	238.516	220.637
DL12456	290.243	262.015	231.92	210.159	223.437	261.961	280.617	273.62	236.3
DL13456	225.989	211.919	215.604	242.594	265.49	293.837	299.369	281.849	235.54
DL23456	114.855	190.847	249.613	286.042	298.209	312.26	307.293	283.427	233.504
DL123456	316.47	322.368	323.343	317.592	307.643	314.508	307.001	283.146	234.404
ENV	393.042	391.122	355.117	338.382	329.902	336.962	356.451	349.724	300.767
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1717.342	1613.239	1549.608	1515.523	1495.847	1492.807	1510.616	1525.222	1462.325

8.3.3 P1-2 (단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	385.788	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	370.971
합성후	322.486	201.749	140.082	118.01	114.441	112.458	119.269	141.29	196.705
	219.443	197.091	167.672	149.597	138.878	128.224	127.592	144.809	193.184
ENV	322.486	201.749	167.672	149.597	138.878	128.224	127.592	144.809	196.705
ADD	1311.538	1229.063	1194.986	1176.911	1166.192	1155.538	1154.906	1172.123	1170.94
DB1	270.42	193.601	103.471	42.107	11.75	5.663	2.034	0.655	1.723
DB2	117.338	159.431	158.115	109.59	59.877	27.673	9.666	3.819	0.398
DB3	31.795	82.818	133.89	157.415	124.402	75.392	36.758	13.861	2.972
DB4	5.107	20.341	50.421	95.103	142.547	153.972	113.152	63.716	17.145
DB5	0.864	5.254	15.603	39.51	78.614	130.04	161.266	135.932	84.029
DB6	0.832	1.024	3.583	8.637	24.072	60.943	122.842	188.925	221.578
DB12	387.647	352.955	261.399	151.373	71.183	29.493	10.623	3.868	0.407
DB13	302.054	276.335	237.162	199.093	135.548	76.965	35.64	13.2	2.694
DB14	268.83	212.748	153.131	136.626	153.673	155.5	112.034	63.22	18.435
DB15	268.011	196.56	118.432	81.035	89.698	131.594	160.235	135.484	85.33
DB16	270.686	193.113	104.374	49.48	34.964	62.436	121.785	188.517	222.833
DB22	234.673	318.86	316.208	219.18	119.775	55.348	19.333	7.638	0.797
DB24	115.856	178.616	207.96	204.492	202.33	181.395	122.455	65.367	17.065
DB25	115.016	162.399	173.209	148.873	138.349	157.445	170.516	137.383	82.367
DB26	117.691	158.953	159.153	117.32	83.637	88.289	132.069	190.417	219.869
DB34	30.351	102.026	183.763	252.318	266.921	229.254	149.786	77.465	20.041
DB35	29.46	85.734	148.929	196.626	202.923	205.182	197.454	148.762	80.86
DB36	32.135	82.288	134.871	165.071	148.188	136.024	159.007	201.799	218.386
DB45	5.636	23.82	65.812	134.489	221.102	283.994	274.414	199.634	101.164
DB46	4.794	19.786	51.451	102.838	166.353	214.757	235.918	252.608	238.627
DB56	0.764	5.836	16.748	47.344	102.459	190.838	284.039	324.84	305.555
DB123	377.435	392.189	355.728	277.812	175.849	94.084	40.618	14.021	2.529
DB124	347.497	334.907	280.081	221.566	192.15	164.679	109.203	58.269	15.137
DB125	346.762	320.341	248.852	171.517	134.555	143.165	152.578	123.298	75.353
DB126	349.175	317.256	236.198	143.125	85.303	80.914	117.963	171.034	199.11
DB134	270.545	265.991	258.304	264.623	250.257	207.758	133.801	69.138	17.789
DB135	269.76	251.337	227.001	214.509	192.669	186.136	176.806	133.542	73.994
DB136	272.173	248.252	214.347	186.118	143.418	123.888	142.216	181.285	197.777
DB145	239.899	194.173	151.457	158.356	208.984	256.912	245.926	179.164	92.167
DB146	242.312	191.087	138.804	129.964	159.733	194.664	211.334	226.903	215.926

DB156	241.571	176.497	107.551	79.914	102.159	173.151	254.71	291.933	276.142
DB234	132.892	235.288	307.671	325.704	294.078	231.117	143.299	71.298	18.032
DB235	132.077	220.607	276.294	275.564	236.461	209.418	186.075	135.275	71.337
DB236	134.468	217.52	263.661	247.173	187.209	147.167	151.458	182.988	195.089
DB245	102.213	163.422	200.77	219.411	252.777	280.195	255.196	180.897	89.51
DB246	104.625	160.336	188.116	190.999	203.545	217.945	220.582	228.634	213.267
DB256	103.889	145.769	156.867	140.97	145.951	196.431	263.955	293.66	273.459
DB345	25.213	94.438	178.898	262.401	310.888	323.143	279.421	191.14	88.151
DB346	27.598	91.324	166.238	233.985	261.633	260.893	244.83	238.882	211.933
DB356	26.887	76.765	135.016	183.963	204.067	239.406	288.207	303.91	272.126
DB456	4.791	20.945	60.145	128.023	220.413	310.311	357.474	349.664	290.39
DB1234	313.425	341.208	333.843	302.703	253.429	193.785	118.577	58.95	14.824
DB1235	312.762	328.988	307.705	260.915	205.421	175.728	154.317	112.428	60.45
DB1236	314.767	326.422	297.177	237.268	164.383	123.851	125.475	152.199	163.587
DB1245	287.891	281.362	244.761	214.115	219.022	234.719	211.907	150.446	75.594
DB1246	289.891	278.773	234.23	190.467	177.984	182.844	183.088	190.219	178.733
DB1256	289.282	266.63	208.198	148.755	129.995	164.912	219.228	244.428	228.911
DB1345	223.724	223.86	226.564	249.957	267.443	270.512	232.111	158.981	74.47
DB1346	225.722	221.267	216.008	226.284	226.403	218.635	203.293	198.776	177.613
DB1356	225.113	209.127	189.979	184.596	178.418	200.726	239.433	252.964	227.787
DB1456	200.242	161.5	127.034	137.795	192.016	259.694	297.019	290.976	242.907
DB2345	108.965	198.235	267.632	300.817	303.929	289.9	239.82	160.434	72.263
DB2346	110.965	195.645	257.1	277.148	262.891	238.045	211.002	200.209	175.403
DB2356	110.356	183.504	231.07	235.459	214.904	220.113	247.138	254.391	225.554
DB2456	85.484	135.875	168.104	188.657	228.523	279.083	304.727	292.408	240.697
DB3456	21.316	78.373	149.905	224.478	276.945	314.898	324.935	300.967	239.577
DB12345	311.672	343.389	345.111	332.115	312.31	291.143	239.097	160.131	73.275
DB12346	313.675	340.819	334.558	308.443	271.267	239.263	210.254	199.901	176.412
DB12356	313.089	328.682	308.53	266.754	223.281	221.333	246.392	254.106	226.567
DB12456	288.191	281.028	245.581	219.951	236.878	280.3	303.98	292.123	241.71
DB13456	224.021	223.523	227.359	255.769	285.298	316.113	324.185	300.658	240.586
DB23456	109.288	197.905	268.454	306.635	321.809	335.506	331.916	302.093	238.378
DB123456	311.997	343.078	345.91	337.928	330.162	336.722	331.169	301.808	239.392
DL1	263.673	180.728	99.485	43.051	13.69	6.675	2.358	0.735	1.652
DL2	117.684	147.453	144.317	100.933	57.217	28.293	10.938	4.389	0.376
DL3	33.912	78.325	121.472	143.48	113.497	71.191	36.586	15.313	3.266
DL4	5.836	21.482	48.9	88.261	129.329	140.038	103.909	61.908	20.268
DL5	0.911	6.091	16.724	39.093	73.479	118.127	147.371	125.806	85.756
DL6	0.797	1.177	4.206	10.276	24.896	59.001	114.877	174.55	218.865

DL12	381.185	328.072	243.539	143.594	70.395	31.711	12.509	4.46	0.447
DL13	297.346	258.969	220.646	186.013	126.41	74.251	36.048	14.578	2.877
DL14	262.88	200.693	147.38	130.575	142.211	142.977	103.258	61.134	20.108
DL15	261.36	184.504	115.406	81.44	86.312	121.165	146.907	125.325	86.854
DL16	263.752	180.421	101.158	51.75	37.485	61.912	114.394	174.119	219.925
DL22	235.314	294.86	288.627	201.865	114.465	56.586	21.842	8.774	0.748
DL24	116.986	167.443	192.462	188.933	186.422	168.013	114.394	64.333	20.039
DL25	115.48	151.242	160.43	139.711	130.507	146.104	157.741	128	84.061
DL26	117.872	147.156	146.178	110.015	81.644	86.846	125.224	176.791	217.132
DL34	33.27	98.378	169.627	231.505	242.757	211.092	140.374	77.088	23.443
DL35	31.7	82.086	137.495	182.195	186.822	189.036	183.241	139.914	83.089
DL36	34.092	78.001	123.242	152.499	137.957	129.772	150.713	188.659	216.105
DL45	6.279	25.87	65.306	127.157	202.686	258.093	251.131	187.448	104.73
DL46	5.369	21.063	50.698	97.352	153.843	198.771	218.539	236.171	237.752
DL56	0.733	6.694	18.756	48.314	98.05	176.919	262.144	300.324	304.517
DL123	373.507	365.75	328.489	258.264	165.245	92.215	42.152	16.415	2.742
DL124	342.417	313.278	262.495	208.312	179.414	153.96	102.456	57.261	17.691
DL125	341.069	298.715	233.689	164.076	129.11	134.279	141.642	114.83	76.73
DL126	343.201	295.03	220.888	137.34	85.156	80.974	112.382	158.736	196.459
DL134	267.097	251.112	241.977	246.664	230.132	192.77	125.824	68.734	20.751
DL135	265.642	236.447	213.031	202.303	179.801	172.948	164.571	125.538	75.815
DL136	267.82	232.775	200.238	175.602	135.847	119.612	135.311	169.45	195.588
DL145	234.644	184.086	147.181	152.493	194.045	234.938	225.495	168.174	95.193
DL146	236.82	180.411	134.383	125.755	150.085	181.598	196.234	212.084	214.966
DL156	235.487	165.866	105.596	81.533	99.749	161.946	235.529	269.847	275.032
DL234	135.836	221.217	282.546	299.164	269.899	215.291	135.872	71.672	20.972
DL235	134.346	206.502	253.574	254.753	219.56	195.38	174.32	127.952	73.312
DL236	136.524	202.83	240.782	228.052	175.606	142.042	145.056	171.855	193.04
DL245	103.348	154.141	187.725	204.943	233.804	257.37	235.245	170.588	92.69
DL246	105.519	150.459	174.889	178.199	189.84	204.027	205.983	214.498	212.462
DL256	104.143	135.905	146.098	133.976	139.504	184.375	245.278	272.261	272.529
DL345	29.198	92.152	167.204	243.211	284.495	296.029	258.202	181.327	91.838
DL346	30.098	88.202	154.274	216.468	240.539	242.699	228.908	225.17	211.537
DL356	28.764	73.655	125.485	172.216	190.236	223.052	268.211	282.972	271.615
DL456	5.246	22.93	60.413	122.661	204.513	285.197	329.313	325.768	291.103
DL1234	310.778	319.8	309.842	281.212	234.641	181.707	112.809	59.19	17.187
DL1235	309.559	307.582	285.726	244.261	192.685	165.145	144.988	106.32	61.968
DL1236	311.382	304.507	275.053	221.967	156.046	120.725	120.591	142.902	161.746
DL1245	283.764	263.925	230.863	202.721	204.538	216.804	195.744	141.869	78.142

DL1246	285.554	260.883	220.199	180.468	167.909	172.391	171.38	178.42	177.914
DL1256	284.4	248.732	196.191	143.582	125.965	156	204.105	226.593	227.971
DL1345	220.881	212.043	213.628	234.562	246.786	248.999	214.863	150.782	77.385
DL1346	222.715	209.011	202.967	212.309	210.155	204.584	190.469	187.364	177.163
DL1356	221.563	196.864	178.967	175.462	168.22	188.199	223.227	235.507	227.214
DL1456	195.734	153.236	124.105	133.924	180.073	239.855	273.977	271.017	243.377
DL2345	111.503	187.099	247.412	278.303	279.929	267.705	222.988	152.769	75.285
DL2346	113.294	184.057	236.747	256.048	243.298	223.29	198.593	189.351	175.063
DL2356	112.14	171.906	212.74	219.163	201.357	206.901	231.349	237.493	225.114
DL2456	86.355	128.287	157.884	177.627	213.212	258.561	282.105	273.042	241.288
DL3456	23.992	76.487	140.705	209.52	255.467	290.771	301.239	281.967	240.539
DL12345	309.11	322.576	321.835	310.229	289.624	270.071	222.715	152.49	76.168
DL12346	310.901	319.534	311.168	287.971	252.988	225.62	198.319	189.077	175.989
DL12356	309.747	307.384	287.165	251.092	211.083	209.237	231.079	237.221	226.04
DL12456	283.963	263.77	232.315	209.592	222.942	260.896	281.826	272.724	242.159
DL13456	221.124	211.898	215.084	241.435	265.191	293.093	300.95	281.645	241.447
DL23456	111.703	186.944	248.863	285.174	298.335	311.803	309.08	283.67	239.357
DL123456	309.31	322.421	323.287	317.1	308.029	314.165	308.802	283.354	240.229
ENV	387.647	392.189	355.728	337.928	330.162	336.722	357.474	349.664	305.555
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1699.185	1621.252	1550.714	1514.839	1496.354	1492.26	1512.38	1521.787	1476.495

8.3.4 P2-1 (단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	385.788	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	370.971
합성후	331.08	193.778	140.369	117.153	115.294	112.341	119.368	145.127	191.979
	224.836	193.604	167.813	148.44	139.537	127.763	127.547	148.101	188.85
ENV	331.08	193.778	167.813	148.44	139.537	127.763	127.547	148.101	191.979
ADD	1320.132	1221.092	1195.127	1175.754	1166.851	1155.077	1154.861	1175.415	1166.214
DB1	273.037	189.801	103.209	41.471	11.668	5.54	2.019	0.618	1.709
DB2	118.896	159.097	158.132	108.902	59.709	27.266	9.555	3.358	0.406
DB3	32.268	84.178	134.318	157.081	124.36	74.791	36.48	12.802	2.998
DB4	5.104	21.579	50.882	95.252	143.098	153.707	112.798	62.144	16.895
DB5	0.848	5.895	15.847	39.658	79.292	130.292	161.225	135.516	82.845
DB6	0.842	1.176	3.646	8.672	24.486	61.364	123.135	191.547	219.22
DB12	391.811	348.81	261.15	150.047	70.917	28.96	10.507	3.359	0.404
DB13	305.129	273.887	237.323	198.12	135.406	76.232	35.355	12.101	2.716
DB14	271.391	210.3	153.325	136.14	154.127	155.108	111.678	61.643	18.173
DB15	270.566	193.439	118.415	80.55	90.277	131.717	160.189	135.059	84.137
DB16	273.286	189.443	104.173	48.888	35.279	62.728	122.073	191.127	220.468
DB22	237.789	318.192	316.242	217.804	119.439	54.534	19.112	6.716	0.812
DB24	117.371	179.643	208.436	203.957	202.715	180.724	121.988	63.346	16.842
DB25	116.525	162.752	173.473	148.337	138.857	157.289	170.361	136.485	81.22
DB26	119.245	158.757	159.233	116.678	83.882	88.303	132.246	192.554	217.552
DB34	30.784	104.745	184.65	252.136	267.435	228.391	149.158	74.838	19.818
DB35	29.885	87.778	149.602	196.442	203.559	204.833	197.138	147.176	79.74
DB36	32.605	83.782	135.361	164.78	148.56	135.844	159.024	203.248	216.095
DB45	5.601	25.692	66.522	134.788	222.331	283.982	274.02	197.646	99.733
DB46	4.785	21.175	51.976	103.033	167.32	214.916	235.859	253.657	236.025
DB56	0.752	6.632	17.054	47.538	103.553	191.515	284.292	327.045	302.018
DB123	381.603	389.686	355.888	276.317	175.568	93.056	40.259	12.622	2.567
DB124	351.202	332.404	280.269	220.509	192.404	163.957	108.778	56.415	14.933
DB125	350.462	317.232	248.85	170.461	134.923	142.907	152.432	122.481	74.309
DB126	352.915	313.652	236.031	141.973	85.433	80.808	118.117	172.948	197.012
DB134	273.276	265.011	258.863	263.884	250.628	206.864	133.23	66.738	17.585
DB135	272.485	249.75	227.367	213.769	193.15	185.703	176.515	132.105	72.975
DB136	274.938	246.17	214.549	185.282	143.662	123.608	142.225	182.579	195.703
DB145	242.162	192.588	151.855	158.056	210.004	256.788	245.57	177.371	90.869
DB146	244.616	189.008	139.036	129.569	160.516	194.692	211.278	227.841	213.574

DB156	243.869	173.811	107.594	79.519	103.054	173.643	254.933	293.908	272.951
DB234	134.682	237.436	308.484	324.922	294.388	229.972	142.629	68.526	17.855
DB235	133.859	222.146	276.914	274.778	236.88	208.735	185.685	133.413	70.36
DB236	136.291	218.565	264.115	246.292	187.391	146.636	151.368	183.857	193.059
DB245	103.534	164.963	201.421	219.066	253.735	279.82	254.741	178.678	88.254
DB246	105.987	161.383	188.601	190.558	204.265	217.722	220.426	229.146	210.957
DB256	105.245	146.21	157.162	140.53	146.784	196.672	264.079	295.209	270.311
DB345	25.559	97.501	179.917	262.372	311.959	322.594	278.821	188.3	86.919
DB346	27.985	93.893	167.092	233.86	262.467	260.496	244.53	238.774	209.647
DB356	27.269	78.728	135.68	183.839	205.013	239.472	288.187	304.839	269.001
DB456	4.755	22.766	60.843	128.335	221.894	310.682	357.385	350.233	286.984
DB1234	316.868	340.142	334.321	301.571	253.61	192.732	118.013	56.61	14.673
DB1235	316.198	327.415	308.022	259.782	205.694	175.061	153.988	110.869	59.627
DB1236	318.237	324.438	297.356	236.055	164.458	123.31	125.395	152.915	161.885
DB1245	290.943	279.79	245.104	213.349	219.744	234.308	211.523	148.589	74.538
DB1246	292.978	276.79	234.436	189.621	178.508	182.56	182.954	190.638	176.798
DB1256	292.364	264.142	208.246	147.91	130.613	165.015	219.327	245.711	226.278
DB1345	225.964	223.557	227.214	249.454	268.261	269.956	231.606	156.607	73.433
DB1346	227.996	220.552	216.52	225.702	227.022	218.206	203.038	198.679	175.698
DB1356	227.382	207.907	190.333	184.015	179.131	200.684	239.411	253.731	225.174
DB1456	202.127	160.281	127.414	137.58	193.178	259.908	296.943	291.446	240.061
DB2345	110.42	200.537	268.493	300.276	304.694	289.134	239.233	157.706	71.263
DB2346	112.454	197.535	257.823	276.528	263.459	237.407	210.665	199.757	173.523
DB2356	111.84	184.89	231.635	234.839	215.565	219.862	247.034	254.803	222.976
DB2456	86.583	137.262	168.695	188.405	229.632	279.088	304.568	292.523	237.886
DB3456	21.603	81.028	150.803	224.489	278.15	314.758	324.655	300.565	236.787
DB12345	315.079	342.836	345.773	331.096	312.999	290.28	238.505	157.396	72.265
DB12346	317.115	339.854	335.082	307.344	271.759	238.526	209.911	199.442	174.523
DB12356	316.525	327.212	308.896	265.656	223.866	220.983	246.283	254.511	223.98
DB12456	291.242	279.56	245.972	219.22	237.912	280.207	303.817	292.23	238.89
DB13456	226.26	223.323	228.057	255.302	286.427	315.875	323.901	300.25	237.786
DB23456	110.741	200.31	269.363	306.13	322.885	335.058	331.549	301.33	235.613
DB123456	315.403	342.628	346.62	336.944	331.164	336.176	330.797	301.037	236.617
DL1	268.751	175.052	99.134	42.276	13.617	6.549	2.337	0.699	1.623
DL2	120.088	146.65	144.27	99.949	56.998	27.796	10.822	3.857	0.387
DL3	34.411	79.892	122.119	143.004	113.359	70.391	36.244	14.052	3.321
DL4	5.795	22.952	49.49	88.502	130.155	139.639	103.384	60.088	20.07
DL5	0.887	6.839	17.006	39.273	74.388	118.552	147.356	125.549	84.086
DL6	0.813	1.353	4.273	10.3	25.393	59.533	115.342	178.612	214.582

DL12	388.654	321.58	243.135	141.837	70.074	31.087	12.397	3.868	0.445
DL13	302.904	254.849	220.936	184.763	126.166	73.309	35.707	13.274	2.928
DL14	267.795	196.648	147.603	130.048	142.936	142.439	102.739	59.281	19.901
DL15	266.332	179.637	115.341	80.851	87.118	121.449	146.893	125.065	85.158
DL16	268.816	174.892	100.869	51.02	37.88	62.306	114.859	178.176	215.623
DL22	240.122	293.255	288.531	199.897	114.028	55.591	21.61	7.709	0.77
DL24	119.244	168.284	192.992	188.196	187.032	167.12	113.743	61.983	19.877
DL25	117.795	151.257	160.671	138.91	131.197	146.033	157.601	127.171	82.452
DL26	120.278	146.51	146.196	109.074	81.922	86.884	125.563	180.28	212.917
DL34	33.626	101.586	170.853	231.276	243.449	209.897	139.511	74.01	23.302
DL35	32.112	84.466	138.428	181.899	187.592	188.659	182.895	138.242	81.569
DL36	34.596	79.719	123.953	152.061	138.315	129.505	150.846	191.303	211.981
DL45	6.193	28.088	66.19	127.578	204.421	258.117	250.594	185.337	102.884
DL46	5.321	22.707	51.353	97.636	155.169	198.906	218.483	238.379	233.301
DL56	0.715	7.616	19.098	48.536	99.459	177.879	262.595	304.128	298.573
DL123	380.672	361.321	328.707	256.254	164.828	90.919	41.736	14.761	2.806
DL124	349.002	308.917	262.652	206.953	179.868	153.029	101.872	55.107	17.54
DL125	347.706	293.612	233.585	162.659	129.637	134.088	141.515	114.081	75.255
DL126	349.92	289.333	220.584	135.797	85.312	80.88	112.685	161.872	192.638
DL134	271.971	248.881	242.759	245.761	230.66	191.566	125.049	65.925	20.619
DL135	270.566	233.472	213.551	201.341	180.4	172.482	164.259	124.031	74.422
DL136	272.825	229.205	200.558	174.513	136.075	119.244	135.43	171.827	191.848
DL145	238.99	181.182	147.642	152.184	195.518	234.838	225.016	166.275	93.508
DL146	241.248	176.911	134.644	125.319	151.188	181.596	196.186	214.071	210.934
DL156	239.967	161.625	105.597	81.041	100.925	162.684	235.936	273.268	269.66
DL234	138.318	223.382	283.606	298.072	270.324	213.768	134.978	68.423	20.875
DL235	136.878	207.923	254.37	253.6	220.054	194.593	173.895	125.933	71.997
DL236	139.137	203.655	241.378	226.772	175.729	141.353	145.062	173.72	189.38
DL245	105.302	155.632	188.462	204.443	235.172	256.949	234.652	168.177	91.083
DL246	107.555	151.354	175.426	177.573	190.837	203.704	205.821	215.973	208.509
DL256	106.23	136.06	146.375	133.293	140.574	184.793	245.571	275.17	267.235
DL345	29.459	95.738	168.566	243.164	285.934	295.333	257.424	178.158	90.311
DL346	30.421	91.226	155.435	216.296	241.608	242.101	228.561	225.885	207.667
DL356	29.139	75.938	126.386	171.988	191.378	223.195	268.319	285.121	266.403
DL456	5.163	25.084	61.269	123.079	206.525	285.701	329.25	327.521	285.597
DL1234	316.64	317.34	310.458	279.722	234.916	180.331	112.065	56.449	17.102
DL1235	315.462	304.502	286.123	242.721	193.017	164.383	144.633	104.635	60.85
DL1236	317.354	300.93	275.283	220.322	156.07	120.044	120.595	144.453	158.674
DL1245	289.186	260.903	231.211	201.725	205.599	216.347	195.249	139.858	76.779

DL1246	291.045	257.365	220.379	179.367	168.662	172.016	171.244	179.646	174.598
DL1256	289.934	244.597	196.156	142.434	126.779	156.242	204.349	229.014	223.537
DL1345	224.876	210.795	214.495	233.945	247.907	248.313	214.215	148.139	76.091
DL1346	226.779	207.266	203.667	211.586	210.968	203.98	190.179	187.958	173.915
DL1356	225.669	194.502	179.451	174.692	169.093	188.212	223.316	237.295	222.849
DL1456	199.359	150.932	124.54	133.698	181.675	240.173	273.927	272.48	238.768
DL2345	113.505	189.513	248.509	277.527	280.962	266.752	222.244	149.699	74.056
DL2346	115.365	185.975	237.677	255.166	244.023	222.419	198.208	189.518	171.88
DL2356	114.253	173.207	213.454	218.235	202.142	206.647	231.343	238.855	220.814
DL2456	87.988	129.645	158.548	177.243	214.726	258.612	281.96	274.078	236.744
DL3456	24.204	79.606	141.891	209.514	257.041	290.593	300.94	282.37	236.063
DL12345	314.906	320.726	322.666	308.873	290.58	269.012	221.97	149.418	74.916
DL12346	316.765	317.188	311.831	286.509	253.634	224.643	197.934	189.242	172.783
DL12356	315.654	304.422	287.613	249.584	211.791	208.877	231.073	238.581	221.717
DL12456	289.389	260.865	232.713	208.628	224.378	260.841	281.68	273.757	237.593
DL13456	225.123	210.766	216.002	240.849	266.686	292.809	300.651	282.047	236.948
DL23456	113.709	189.475	250.011	284.43	299.743	311.251	308.686	283.646	234.924
DL123456	315.109	320.688	324.168	315.776	309.359	313.507	308.406	283.326	235.774
ENV	391.811	389.686	355.888	336.944	331.164	336.176	357.385	350.233	302.018
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1711.943	1610.778	1551.015	1512.698	1498.015	1491.253	1512.246	1525.648	1468.232

8.3.5 P2-2 (단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	382.016	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	374.743
합성후	321.282	201.22	140.689	117.473	114.461	112.75	119.459	141.178	197.977
	218.931	196.405	168.112	148.867	138.805	128.491	127.729	144.687	194.463
ENV	321.282	201.22	168.112	148.867	138.805	128.491	127.729	144.687	197.977
ADD	1306.562	1228.534	1195.426	1176.181	1166.119	1155.805	1155.043	1172.001	1175.984
DB1	269.713	193.575	104.055	42.142	11.928	5.697	2.04	0.658	1.7
DB2	116.581	158.758	158.495	109.853	60.306	27.942	9.758	3.858	0.405
DB3	31.164	82.036	133.635	157.353	124.988	75.964	37.03	14.021	3.009
DB4	5.02	19.941	50.175	94.466	142.153	154.309	113.691	64.219	17.655
DB5	0.845	5.137	15.478	39.116	78.127	129.678	161.383	136.399	84.813
DB6	0.854	1.004	3.574	8.548	23.854	60.681	122.566	188.744	222.354
DB12	386.189	352.282	262.366	151.675	71.79	29.834	10.657	3.909	0.386
DB13	300.72	275.552	237.475	199.093	136.319	77.617	35.925	13.373	2.732
DB14	267.924	212.324	153.438	136.049	153.459	155.889	112.575	63.702	18.894
DB15	267.306	196.399	118.887	80.679	89.368	131.303	160.333	135.928	86.063
DB16	270.004	193.088	104.923	49.383	34.918	62.222	121.51	188.296	223.575
DB22	233.143	317.535	316.973	219.729	120.637	55.887	19.518	7.717	0.811
DB24	114.896	177.536	208.054	204.11	202.361	181.984	123.028	65.848	17.203
DB25	114.24	161.589	173.482	148.744	138.291	157.37	170.683	137.907	83.133
DB26	116.962	158.281	159.519	117.449	83.82	88.289	131.882	190.276	220.648
DB34	29.516	100.838	183.223	251.634	267.112	230.151	150.562	78.07	20.213
DB35	28.81	84.818	148.569	196.177	203.026	205.44	197.838	149.455	81.758
DB36	31.532	81.51	134.605	164.88	148.552	136.337	159.034	201.822	219.272
DB45	5.531	23.303	65.439	133.457	220.219	283.966	275.045	200.597	102.433
DB46	4.708	19.381	51.167	102.065	165.733	214.826	236.176	252.907	239.906
DB56	0.745	5.694	16.627	46.796	101.746	190.208	283.876	325.121	307.089
DB123	375.545	390.879	356.37	278.052	176.928	94.898	40.932	14.128	2.552
DB124	346.004	333.929	280.71	221.275	192.323	165.28	109.737	58.729	15.538
DB125	345.44	319.593	249.615	171.452	134.67	143.165	152.722	123.739	76.001
DB126	347.873	316.63	237.03	143.285	85.634	80.978	117.799	170.876	199.774
DB134	269.176	264.911	258.343	264.024	250.585	208.608	134.488	69.674	17.94
DB135	268.547	250.511	227.178	214.14	192.896	186.394	177.156	134.142	74.75
DB136	271.002	247.533	214.618	185.978	143.886	124.231	142.235	181.259	198.519
DB145	239.076	193.656	151.622	157.458	208.349	256.955	246.489	180.039	93.266
DB146	241.534	190.7	139.063	129.296	159.337	194.769	211.566	227.154	217.035

DB156	240.947	176.359	107.965	79.47	101.662	172.653	254.551	292.186	277.503
DB234	131.437	233.607	307.529	325.326	294.631	232.152	144.071	71.904	18.197
DB235	130.803	219.186	276.316	275.396	236.932	209.859	186.485	135.906	72.118
DB236	133.234	216.205	263.753	247.234	187.923	147.698	151.567	183.045	195.891
DB245	101.331	162.331	200.759	218.714	252.384	280.42	255.819	181.803	90.634
DB246	103.79	159.375	188.199	190.55	203.351	218.234	220.896	228.94	214.407
DB256	103.202	145.035	157.102	140.727	145.699	196.12	263.882	293.969	274.852
DB345	24.509	93.262	178.33	261.406	310.633	323.651	280.253	192.185	89.378
DB346	26.893	90.271	165.76	233.238	261.597	261.462	245.309	239.322	213.172
DB356	26.329	75.935	134.667	183.418	203.949	239.373	288.319	304.355	273.619
DB456	4.696	20.459	59.795	126.944	219.409	310.04	357.796	350.382	292.226
DB1234	311.712	339.816	334.147	302.403	254.019	194.69	119.205	59.431	14.954
DB1235	311.169	327.789	308.155	260.826	205.951	176.163	154.674	112.946	61.081
DB1236	313.212	325.314	297.693	237.347	165.084	124.339	125.551	152.233	164.24
DB1245	286.627	280.42	245.199	213.589	218.811	234.942	212.43	151.192	76.506
DB1246	288.668	277.943	234.716	190.111	177.967	183.122	183.331	190.483	179.667
DB1256	288.178	266.007	208.805	148.603	129.915	164.708	219.15	244.671	230.041
DB1345	222.552	222.858	226.516	249.174	267.351	270.984	232.795	159.858	75.481
DB1346	224.593	220.381	216.032	225.695	226.506	219.162	203.692	199.123	178.614
DB1356	224.122	208.426	190.12	184.185	178.451	200.725	239.508	253.31	228.988
DB1456	199.556	161.054	127.163	136.95	191.315	259.529	297.291	291.564	244.439
DB2345	107.775	196.748	267.461	300.21	304.03	290.521	240.56	161.335	73.277
DB2346	109.793	194.267	256.977	276.733	263.187	238.722	211.461	200.605	176.434
DB2356	109.322	182.312	231.064	235.223	215.132	220.285	247.277	254.792	226.808
DB2456	84.782	134.964	168.088	187.986	227.992	279.065	305.055	293.041	242.235
DB3456	20.702	77.38	149.404	223.571	276.554	315.107	325.418	301.682	241.182
DB12345	309.947	341.895	345.34	331.538	312.528	291.809	239.842	161.035	74.266
DB12346	311.99	339.421	334.879	308.062	271.683	239.986	210.718	200.301	177.421
DB12356	311.495	327.46	308.962	266.529	223.627	221.549	246.556	254.49	227.796
DB12456	286.951	280.089	245.983	219.29	236.485	280.327	304.311	292.736	243.221
DB13456	222.876	222.528	227.301	254.877	285.047	316.37	324.674	301.377	242.169
DB23456	108.099	196.418	268.248	305.915	321.728	335.93	332.443	302.859	239.989
DB123456	310.273	341.567	346.148	337.243	330.224	337.194	331.7	302.555	240.976
DL1	263.017	180.698	100.087	43.025	13.844	6.712	2.361	0.734	1.609
DL2	116.885	146.777	144.802	101.117	57.621	28.538	11.002	4.432	0.382
DL3	33.244	77.548	121.342	143.377	114.026	71.729	36.823	15.471	3.31
DL4	5.724	21.051	48.698	87.64	128.982	140.423	104.329	62.257	20.423
DL5	0.891	5.954	16.634	38.702	73.043	117.845	147.448	126.164	86.595
DL6	0.84	1.159	4.199	10.173	24.686	58.805	114.678	174.207	219.788

DL12	379.776	327.381	244.662	143.725	70.952	32.022	12.543	4.501	0.405
DL13	296.072	258.183	221.166	185.904	127.139	74.872	36.303	14.754	2.923
DL14	261.997	200.249	147.775	129.941	142.019	143.407	103.718	61.552	20.576
DL15	260.684	184.335	115.911	80.997	86.031	120.953	147.021	125.655	87.646
DL16	263.104	180.397	101.738	51.552	37.417	61.741	114.192	173.745	220.838
DL22	233.769	293.551	289.602	202.2	115.237	57.103	21.97	8.861	0.76
DL24	116.047	166.366	192.773	188.471	186.478	168.638	114.874	64.723	20.197
DL25	114.663	150.43	160.824	139.513	130.484	146.11	157.925	128.415	84.908
DL26	117.117	146.462	146.647	110.063	81.835	86.896	125.124	176.501	218.059
DL34	32.453	97.168	169.327	230.796	242.978	212.02	141.033	77.596	23.642
DL35	31.006	81.14	137.273	181.714	186.958	189.343	183.607	140.463	84.015
DL36	33.47	77.21	123.101	152.264	138.305	130.12	150.763	188.504	217.151
DL45	6.154	25.311	65.021	126.156	201.908	258.214	251.704	188.232	106.084
DL46	5.272	20.646	50.482	96.592	153.24	198.924	218.787	236.241	239.182
DL56	0.707	6.521	18.609	47.776	97.393	176.432	262.018	300.337	306.276
DL123	371.656	364.459	329.358	258.284	166.259	92.995	42.449	16.548	2.771
DL124	340.938	312.262	263.293	207.885	179.604	154.589	102.908	57.625	17.834
DL125	339.755	297.962	234.611	163.848	129.231	134.358	141.788	115.208	77.42
DL126	341.954	294.417	221.855	137.341	85.45	81.07	112.251	158.481	197.304
DL134	265.708	250	242.2	245.98	230.442	193.617	126.44	69.206	20.933
DL135	264.465	235.61	213.386	201.821	180.039	173.245	164.886	126.012	76.617
DL136	266.668	232.072	200.666	175.32	136.262	119.958	135.344	169.276	196.457
DL145	233.881	183.533	147.469	151.533	193.453	235.084	225.985	168.881	96.374
DL146	236.079	179.989	134.714	125.027	149.703	181.765	196.445	212.152	216.257
DL156	234.859	165.687	106.007	80.998	99.301	161.59	235.442	269.85	276.598
DL234	134.362	219.525	282.702	298.694	270.46	216.343	136.548	72.176	21.158
DL235	133.036	205.071	253.82	254.479	220.047	195.883	174.701	128.501	74.125
DL236	135.24	201.532	241.101	227.977	176.269	142.598	145.164	171.774	194.009
DL245	102.462	153.031	187.91	204.194	233.46	257.719	235.794	171.332	93.871
DL246	104.651	149.448	175.147	177.683	189.677	204.431	206.257	214.605	213.755
DL256	103.475	135.157	146.447	133.657	139.306	184.224	245.251	272.302	274.095
DL345	28.88	91.022	166.872	242.259	284.283	296.65	258.941	182.212	93.104
DL346	29.366	87.107	153.964	215.699	240.497	243.328	229.363	225.447	212.963
DL356	28.19	72.816	125.264	171.673	190.126	223.122	268.357	283.144	273.303
DL456	5.138	22.421	60.137	121.604	203.6	285.081	329.626	326.134	293.159
DL1234	309.051	318.384	310.437	280.781	235.184	182.629	113.368	59.641	17.348
DL1235	307.98	306.372	286.424	243.999	193.213	165.639	145.32	106.765	62.642
DL1236	309.824	303.412	275.788	221.882	156.709	121.219	120.681	142.816	162.521
DL1245	282.497	262.974	231.46	202.059	204.394	217.157	196.246	142.482	79.126

DL1246	284.353	260.055	220.837	179.982	167.898	172.741	171.609	178.533	179.004
DL1256	283.343	248.106	196.927	143.287	125.907	155.878	204.101	226.632	229.272
DL1345	219.763	211.043	213.785	233.723	246.736	249.558	215.466	151.506	78.439
DL1346	221.613	208.092	203.192	211.65	210.246	205.149	190.866	187.565	178.323
DL1356	220.599	196.137	179.247	174.951	168.252	188.313	223.325	235.631	228.621
DL1456	195.131	152.783	124.327	133.021	179.439	239.832	274.247	271.339	245.06
DL2345	110.277	185.597	247.495	277.625	280.043	268.413	223.644	153.559	76.35
DL2346	112.077	182.629	236.859	255.514	243.58	224.004	199.046	189.619	176.234
DL2356	111.077	170.718	212.957	218.825	201.591	207.171	231.505	237.685	226.532
DL2456	85.596	127.324	157.999	176.921	212.778	258.693	282.433	273.403	243.015
DL3456	23.737	75.554	140.451	208.62	255.131	291.119	301.712	282.453	242.347
DL12345	307.371	321.062	322.349	309.506	289.865	270.802	223.371	153.249	77.224
DL12346	309.222	318.113	311.761	287.44	253.412	226.399	198.776	189.31	177.107
DL12356	308.217	306.196	287.822	250.745	211.419	209.564	231.234	237.376	227.406
DL12456	282.739	262.803	232.893	208.806	222.598	261.046	282.15	273.08	243.843
DL13456	220.005	210.873	215.221	240.476	264.95	293.49	301.418	282.124	243.208
DL23456	110.475	185.42	248.93	284.383	298.294	312.351	309.6	284.179	241.118
DL123456	307.614	320.894	323.788	316.263	308.112	314.735	309.29	283.862	241.988
ENV	386.189	390.879	356.37	337.243	330.224	337.194	357.796	350.382	307.089
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1692.751	1619.413	1551.796	1513.424	1496.343	1492.999	1512.839	1522.383	1483.073

8.3.6 A2 (단위:kN,좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	382.016	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	374.743
합성후	329.834	194.066	139.621	117.491	115.245	112.251	119.488	145.736	192.756
	224.19	193.853	166.867	148.666	139.375	127.568	127.638	148.694	189.641
ENV	329.834	194.066	166.867	148.666	139.375	127.568	127.638	148.694	192.756
ADD	1315.114	1221.38	1194.181	1175.98	1166.689	1154.882	1154.952	1176.008	1170.763
DB1	272.328	190.075	103.221	41.819	11.782	5.541	2.036	0.62	1.685
DB2	118.072	158.804	158.031	109.498	60.042	27.428	9.685	3.385	0.411
DB3	31.557	83.773	133.664	157.345	124.875	75.184	36.807	12.957	3.022
DB4	4.987	21.394	50.363	94.882	142.739	153.842	113.374	62.71	17.326
DB5	0.823	5.866	15.574	39.431	78.88	129.758	161.32	136.189	83.465
DB6	0.865	1.174	3.591	8.648	24.329	60.974	122.746	191.809	219.778
DB12	390.283	348.815	261.066	150.992	71.362	29.163	10.59	3.382	0.382
DB13	303.713	273.778	236.667	198.756	136.039	76.674	35.707	12.264	2.743
DB14	270.452	210.388	152.797	136.138	153.881	155.264	112.266	62.183	18.554
DB15	269.851	193.662	118.158	80.667	89.956	131.223	160.277	135.705	84.706
DB16	272.604	189.728	104.109	49.163	35.229	62.357	121.694	191.345	220.995
DB22	236.124	317.628	316.043	219.02	120.107	54.86	19.372	6.771	0.823
DB24	116.313	179.157	207.784	204.172	202.683	181.006	122.637	63.869	16.903
DB25	115.675	162.408	173.123	148.705	138.779	156.937	170.545	137.199	81.824
DB26	118.451	158.477	159.074	117.2	84.031	88.072	131.984	192.841	218.115
DB34	29.837	104.148	183.447	252.043	267.588	228.908	150.026	75.493	19.899
DB35	29.149	87.324	148.702	196.481	203.666	204.741	197.558	148.059	80.462
DB36	31.924	83.393	134.653	164.975	148.916	135.853	158.994	203.699	216.752
DB45	5.46	25.477	65.732	134.19	221.559	283.579	274.666	198.878	100.757
DB46	4.671	20.997	51.377	102.59	166.798	214.656	236.04	254.461	237.009
DB56	0.728	6.591	16.74	47.217	102.978	190.586	283.993	327.974	303.172
DB123	379.579	389.325	355.224	277.429	176.437	93.587	40.667	12.709	2.579
DB124	349.618	332.229	279.714	221.035	192.462	164.254	109.389	56.914	15.263
DB125	349.07	317.171	248.54	171.121	134.958	142.629	152.601	123.09	74.812
DB126	351.552	313.648	235.878	142.766	85.674	80.636	117.895	173.172	197.484
DB134	271.805	264.731	257.792	264.096	250.863	207.342	134.011	67.313	17.656
DB135	271.192	249.607	226.546	214.118	193.323	185.618	176.908	132.873	73.573
DB136	273.694	246.069	213.909	185.768	144.064	123.649	142.203	182.936	196.241
DB145	241.302	192.608	151.141	157.823	209.408	256.466	246.156	178.483	91.75
DB146	243.809	189.093	138.506	129.473	160.148	194.474	211.449	228.544	214.417

DB156	243.238	174.031	107.328	79.556	102.622	172.849	254.662	294.741	273.97
DB234	133.066	236.63	307.311	325.374	294.82	230.57	143.519	69.166	17.937
DB235	132.447	221.483	276.017	275.35	237.268	208.767	186.164	134.201	70.983
DB236	134.927	217.942	263.377	247	188.01	146.799	151.462	184.286	193.655
DB245	102.558	164.484	200.611	219.055	253.353	279.614	255.412	179.81	89.16
DB246	105.065	160.968	187.974	190.703	204.071	217.622	220.707	229.893	211.832
DB256	104.493	145.907	156.799	140.788	146.568	195.998	263.919	296.087	271.362
DB345	24.75	96.932	178.625	262.056	311.74	322.605	279.719	189.573	87.917
DB346	27.182	93.382	165.979	233.699	262.455	260.61	244.991	239.656	210.609
DB356	26.634	78.325	134.806	183.788	204.956	239.011	288.229	305.855	270.142
DB456	4.628	22.563	60.078	127.701	221.047	309.96	357.617	351.591	288.407
DB1234	315.019	339.702	333.338	302.196	254.051	193.25	118.748	57.115	14.736
DB1235	314.489	327.071	307.279	260.541	206.106	175.131	154.409	111.515	60.126
DB1236	316.572	324.129	296.753	236.905	165.032	123.468	125.467	153.257	162.368
DB1245	289.598	279.582	244.449	213.626	219.493	234.148	212.095	149.522	75.269
DB1246	291.68	276.638	233.902	189.992	178.442	182.49	183.176	191.268	177.512
DB1256	291.203	264.102	207.925	148.408	130.514	164.484	219.184	246.427	227.123
DB1345	224.702	223.286	226.135	249.468	268.148	269.99	232.354	157.672	74.254
DB1346	226.783	220.342	215.588	225.834	227.096	218.329	203.431	199.391	176.47
DB1356	226.325	207.786	189.609	184.248	179.165	200.301	239.436	254.549	226.081
DB1456	201.412	160.294	126.778	137.335	192.557	259.344	297.149	292.565	241.249
DB2345	109.091	199.842	267.358	300.484	304.751	289.263	240.057	158.785	72.085
DB2346	111.15	196.895	256.81	276.851	263.702	237.625	211.139	200.51	174.325
DB2356	110.692	184.339	230.831	235.265	215.771	219.597	247.144	255.668	223.936
DB2456	85.804	136.87	167.981	188.35	229.159	278.617	304.852	293.677	239.08
DB3456	20.902	80.552	149.666	224.193	277.835	314.459	325.108	301.802	238.038
DB12345	313.213	342.357	344.61	331.566	313.125	290.429	239.342	158.475	73.065
DB12346	315.296	339.416	334.085	307.933	272.072	238.768	210.399	200.196	175.303
DB12356	314.815	326.855	308.102	266.325	224.141	220.74	246.426	255.356	224.916
DB12456	289.922	279.363	245.249	219.408	237.526	279.757	304.111	293.363	240.058
DB13456	225.025	223.068	226.937	255.252	286.203	315.599	324.367	301.488	239.016
DB23456	109.415	199.624	268.161	306.27	322.809	334.895	332.075	302.606	236.871
DB123456	313.539	342.142	345.434	337.352	331.179	336.037	331.335	302.292	237.849
DL1	268.094	175.418	99.001	42.638	13.691	6.547	2.354	0.696	1.579
DL2	119.193	146.498	144.095	100.57	57.275	27.912	10.933	3.885	0.391
DL3	33.634	79.607	121.447	143.349	113.785	70.703	36.551	14.205	3.351
DL4	5.648	22.784	48.941	88.233	129.861	139.754	103.852	60.52	20.134
DL5	0.86	6.805	16.736	39.088	74.052	118.049	147.41	126.204	84.687
DL6	0.857	1.355	4.211	10.271	25.26	59.178	115.001	178.894	215.106

DL12	387.148	321.806	242.866	142.791	70.423	31.233	12.493	3.888	0.402
DL13	301.52	254.95	220.182	185.487	126.711	73.668	36.047	13.436	2.96
DL14	266.872	196.861	146.928	130.146	142.715	142.566	103.26	59.785	20.275
DL15	265.648	179.962	114.94	80.993	86.856	120.982	146.997	125.687	85.713
DL16	268.169	175.276	100.668	51.277	37.809	61.942	114.528	178.423	216.136
DL22	238.385	292.994	288.187	201.106	114.546	55.852	21.833	7.767	0.779
DL24	118.169	167.992	192.306	188.519	187.012	167.35	114.319	62.44	19.945
DL25	116.873	151.07	160.233	139.35	131.147	145.691	157.81	127.862	83.063
DL26	119.429	146.352	145.957	109.628	82.064	86.65	125.369	180.593	213.447
DL34	32.66	101.131	169.673	231.363	243.619	210.33	140.289	74.596	23.396
DL35	31.301	84.112	137.493	182.067	187.727	188.521	183.313	139.068	82.249
DL36	33.867	79.433	123.221	152.345	138.64	129.47	150.829	191.754	212.618
DL45	6.025	27.892	65.381	127.133	203.797	257.749	251.192	186.507	103.905
DL46	5.191	22.565	50.743	97.298	154.697	198.634	218.637	239.163	234.237
DL56	0.683	7.56	18.719	48.275	98.98	177.015	262.303	305.063	299.694
DL123	378.635	361.299	327.835	257.416	165.562	91.349	42.152	14.868	2.824
DL124	347.399	308.963	261.893	207.577	179.916	153.27	102.422	55.524	17.604
DL125	346.297	293.776	233.1	163.352	129.66	133.822	141.696	114.703	75.733
DL126	348.587	289.557	220.254	136.6	85.488	80.689	112.482	162.159	193.126
DL134	270.446	248.804	241.531	246.139	230.851	191.936	125.785	66.46	20.708
DL135	269.282	233.523	212.604	201.789	180.563	172.346	164.632	124.75	75.003
DL136	271.577	229.311	199.795	175.043	136.396	119.214	135.414	172.195	192.351
DL145	238.183	181.309	146.812	152.064	194.989	234.512	225.541	167.326	94.389
DL146	240.473	177.091	133.968	125.314	150.849	181.349	196.325	214.779	211.78
DL156	239.333	161.904	105.15	81.097	100.564	161.957	235.711	274.095	270.653
DL234	136.623	222.842	282.376	298.712	270.724	214.26	135.804	68.981	20.968
DL235	135.375	207.495	253.38	254.303	220.424	194.581	174.366	126.712	72.59
DL236	137.67	203.283	240.571	227.557	176.257	141.451	145.153	174.167	189.983
DL245	104.287	155.319	187.595	204.581	234.851	256.745	235.268	169.251	91.966
DL246	106.567	151.062	174.742	177.825	190.677	203.612	206.054	216.706	209.359
DL256	105.471	135.884	145.931	133.612	140.423	184.189	245.439	276.02	268.23
DL345	29.008	95.364	167.287	243.11	285.768	295.311	258.252	179.371	91.27
DL346	29.558	90.82	154.289	216.306	241.592	242.145	228.999	226.791	208.638
DL356	28.462	75.642	125.478	172.092	191.338	222.722	268.384	286.105	267.51
DL456	5.018	24.912	60.478	122.586	205.821	285.003	329.457	328.798	286.993
DL1234	314.727	317.179	309.349	280.504	235.264	180.76	112.76	56.941	17.187
DL1235	313.722	304.426	285.241	243.562	193.388	164.421	145.05	105.269	61.341
DL1236	315.643	300.903	274.531	221.24	156.559	120.129	120.68	144.805	159.144
DL1245	287.811	260.913	230.382	202.09	205.413	216.213	195.816	140.742	77.516

DL1246	289.743	257.432	219.683	179.809	168.592	171.926	171.449	180.279	175.319
DL1256	288.8	244.744	195.681	142.959	126.698	155.716	204.267	229.725	224.362
DL1345	223.64	210.731	213.314	234.141	247.835	248.31	214.902	149.135	76.89
DL1346	225.567	207.219	202.647	211.865	211.019	204.03	190.572	188.678	174.697
DL1356	224.618	194.525	178.609	175.01	169.122	187.847	223.356	238.093	223.771
DL1456	198.722	151.056	123.793	133.548	181.153	239.64	274.119	273.557	239.902
DL2345	112.089	189.044	247.309	277.924	281.019	266.83	223.012	150.749	74.867
DL2346	113.965	185.515	236.598	255.609	244.231	222.55	198.684	190.293	172.675
DL2356	113.032	172.865	212.604	218.763	202.34	206.369	231.469	239.708	221.749
DL2456	87.122	129.357	157.75	177.329	214.37	258.165	282.237	275.182	237.924
DL3456	23.84	79.314	140.811	209.414	256.802	290.288	301.381	283.6	237.314
DL12345	312.977	320.541	321.347	309.514	290.701	269.086	222.748	150.434	75.719
DL12346	314.903	317.031	310.684	287.243	253.923	224.812	198.422	189.979	173.527
DL12356	313.966	304.375	286.653	250.392	212.028	208.629	231.206	239.394	222.6
DL12456	288.059	260.868	231.828	208.922	224.051	260.385	281.963	274.854	238.73
DL13456	223.888	210.687	214.763	240.98	266.482	292.526	301.097	283.267	238.154
DL23456	112.293	188.994	248.758	284.766	299.703	311.052	309.211	284.883	236.131
DL123456	313.225	320.499	322.8	316.356	309.382	313.302	308.91	284.561	236.979
ENV	390.283	389.325	355.224	337.352	331.179	336.037	357.617	351.591	303.172
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1705.397	1610.705	1549.405	1513.332	1497.868	1490.919	1512.569	1527.599	1473.935

8.3.7 A1 (단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	389.425	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	367.334
합성후	324.09	200.952	141.051	117.186	115.417	111.751	119.692	140.771	195.579
	220.354	196.579	168.81	148.735	140.072	127.456	128.115	144.275	192.095
ENV	324.09	200.952	168.81	148.735	140.072	127.456	128.115	144.275	195.579
ADD	1316.779	1228.266	1196.124	1176.049	1167.386	1154.77	1155.429	1171.589	1166.177
DB1	1.695	0.585	1.927	5.313	11.072	39.864	102.054	190.269	277.783
DB2	0.402	3.32	9.428	26.707	58.836	107.679	157.629	159.848	121.205
DB3	3.026	12.785	36.303	74.152	123.897	157.06	135.114	84.398	31.931
DB4	17.794	61.907	112.322	153.087	143.444	95.728	51.401	21.493	5.162
DB5	82.024	134.447	161.499	130.853	80.086	40.146	16.15	5.9	0.875
DB6	215.003	190.578	124.937	62.899	25.697	8.982	3.826	1.208	0.819
DB12	0.493	3.28	10.294	27.828	68.891	147.12	259.441	350.005	398.857
DB13	2.737	12.058	34.952	75.007	133.779	196.406	236.866	274.545	309.521
DB14	19.005	61.334	110.979	153.894	153.315	134.931	152.572	210.545	275.555
DB15	83.25	133.903	160.245	131.686	89.906	79.315	117.477	193.8	275.11
DB16	216.22	190.083	123.676	63.701	35.361	47.81	103.197	189.923	278.001
DB22	0.803	6.638	18.832	53.411	117.67	215.336	315.277	319.698	242.412
DB24	16.982	62.974	121.288	179.516	202.185	203.177	208.372	180.182	119.103
DB25	80.509	135.443	170.496	157.313	138.778	147.554	173.287	163.428	118.651
DB26	213.478	191.622	133.925	89.306	84.231	116.046	159.006	159.55	121.542
DB34	19.985	74.441	148.402	227.099	267.313	252.578	185.844	104.772	29.868
DB35	79.43	146.21	197.251	204.782	203.868	196.884	150.677	87.925	29.363
DB36	212.377	202.386	160.679	136.777	149.344	165.379	136.398	84.048	32.254
DB45	99.786	196.336	273.816	283.922	223.47	135.75	67.34	25.588	5.684
DB46	232.711	252.454	237.177	215.877	168.913	104.143	52.731	21.129	4.849
DB56	296.96	324.984	286.374	193.631	105.589	48.617	17.614	6.699	0.789
DB123	2.569	12.488	39.779	91.45	173.298	273.663	355.046	390.955	387.631
DB124	15.818	56.155	108.035	162.372	190.862	218.291	279.16	333.327	357.035
DB125	73.622	121.477	152.37	142.396	133.786	168.265	247.575	318.239	356.63
DB126	193.292	172.025	119.455	81.19	84.719	139.889	234.71	314.746	359.25
DB134	17.727	66.342	132.355	205.167	249.468	262.738	258.865	265.424	276.72
DB135	72.639	131.169	176.435	185.11	192.379	212.642	227.223	250.287	276.28
DB136	192.311	181.72	143.545	123.929	143.298	184.291	214.381	246.794	278.879
DB145	90.872	176.131	245.177	256.201	209.999	157.377	151.41	192.742	245.726

DB146	210.542	226.678	212.261	194.993	160.912	129.002	138.566	189.251	248.349
DB156	268.348	292.003	256.618	175.02	103.838	78.978	106.984	174.187	247.947
DB234	18.01	68.203	141.829	228.299	293.479	324.195	309.129	238.134	135.918
DB235	70.189	132.539	185.667	208.167	236.38	274.054	277.437	222.953	135.468
DB236	189.843	183.109	152.778	146.986	187.299	245.704	264.595	219.46	138.067
DB245	88.403	177.519	254.408	279.256	253.978	218.787	201.623	165.408	104.914
DB246	208.073	228.066	221.492	218.048	204.89	190.412	188.778	161.916	107.537
DB256	265.902	293.395	265.851	198.075	147.816	140.387	157.194	146.829	107.131
DB345	87.432	187.227	278.513	322.009	312.582	263.212	181.362	97.573	25.293
DB346	207.093	237.762	245.583	260.789	263.491	234.816	168.431	93.985	27.168
DB356	264.92	303.088	289.92	240.814	206.415	184.79	136.849	78.901	26.786
DB456	283.233	348.188	358.818	312.038	224.04	129.736	61.813	22.7	4.834
DB1234	14.788	56.269	117.18	190.908	251.963	299.683	333.935	341.053	321.481
DB1235	59.465	110.107	153.83	174.163	204.391	257.93	307.549	328.435	321.099
DB1236	159.193	152.243	126.414	123.162	163.501	234.309	296.853	325.532	323.286
DB1245	74.652	147.58	211.107	233.401	219.074	211.872	244.377	280.471	295.64
DB1246	174.357	189.711	183.687	182.394	178.158	188.226	233.677	277.565	297.827
DB1256	222.555	244.152	220.645	165.746	130.599	146.532	207.357	265.007	297.488
DB1345	73.825	155.652	231.17	268.995	267.885	248.864	227.417	223.867	228.69
DB1346	173.553	197.788	203.754	217.992	226.992	225.22	216.716	220.958	230.853
DB1356	221.729	252.226	240.713	201.366	179.434	183.526	190.397	208.381	230.533
DB1456	236.915	289.697	297.986	260.578	194.093	137.466	127.225	160.439	205.078
DB2345	71.774	156.803	238.865	288.216	304.549	300.027	269.276	201.07	111.337
DB2346	171.479	198.935	211.445	237.21	263.634	276.401	258.556	198.163	113.522
DB2356	219.675	253.373	248.381	220.561	216.074	234.708	232.258	185.607	113.184
DB2456	234.86	290.826	305.677	279.797	230.754	188.626	169.062	137.639	87.723
DB3456	234.039	298.924	325.748	315.419	279.572	225.645	152.131	81.028	20.841
DB12345	72.746	156.453	237.967	288.893	311.974	329.586	345.618	343.716	319.558
DB12346	172.474	198.588	210.548	237.887	271.058	305.94	334.917	340.806	321.721
DB12356	220.647	253.024	247.485	221.259	223.499	264.245	308.597	328.229	321.401
DB12456	235.834	290.495	304.758	280.471	238.157	218.184	245.425	280.287	295.946
DB13456	235.008	298.569	324.826	316.091	286.993	255.178	228.463	223.657	228.968
DB23456	232.957	299.721	332.521	335.313	323.66	306.366	270.329	200.888	111.643
DB123456	233.929	299.369	331.62	335.986	331.059	335.898	346.663	343.505	319.836
DL1	1.595	0.664	2.241	6.295	13.226	40.935	98.445	175.787	272.868
DL2	0.379	3.809	10.677	27.244	56.238	98.871	144.03	147.428	122.025
DL3	3.348	14.01	36.15	69.812	112.974	142.907	122.853	80.023	34.01
DL4	20.256	59.717	102.974	138.93	130.441	88.821	49.925	22.843	5.851
DL5	83.569	124.341	147.562	118.868	75.091	39.714	17.346	6.848	0.921

DL6	210.885	177.193	116.858	60.791	26.561	10.686	4.497	1.398	0.811
DL12	0.525	3.767	12.128	29.927	68.178	139.286	242.123	323.056	394.737
DL13	2.952	13.215	35.346	72.114	124.672	183.191	220.926	255.649	306.639
DL14	20.805	58.97	102.151	141.128	142.116	128.884	147.229	197.112	271.361
DL15	84.59	123.797	146.893	121.181	86.708	79.765	114.827	180.245	270.281
DL16	211.873	176.661	116.141	63	37.942	50.153	100.377	175.621	272.914
DL22	0.758	7.616	21.35	54.48	112.436	197.733	288.026	294.856	244.091
DL24	20.036	61.55	113.168	165.846	186.524	187.416	193.149	168.864	120.694
DL25	82.014	125.981	157.706	145.799	131.103	138.256	160.701	151.958	119.587
DL26	209.311	178.889	126.998	87.628	82.342	108.647	146.252	147.334	122.22
DL34	23.497	73.578	138.957	208.599	243.386	231.485	171.983	101.487	32.726
DL35	81.466	137.138	183.051	188.41	187.914	182.241	139.473	84.499	31.563
DL36	208.753	190.008	152.336	130.233	139.147	152.626	124.987	79.869	34.191
DL45	103.301	183.932	250.508	257.756	205.415	128.353	66.974	27.966	6.287
DL46	230.531	236.722	219.674	199.503	156.63	98.615	52.095	22.655	5.393
DL56	294.322	301.499	264.327	179.508	101.334	49.587	19.694	7.694	0.755
DL123	2.805	14.606	41.309	89.362	162.777	253.835	328.448	362.767	385.794
DL124	17.673	54.666	101.148	151.348	178.429	204.927	262.094	310.03	353.991
DL125	74.816	112.978	141.403	133.368	128.553	160.699	232.924	294.862	353.008
DL126	189.386	160.569	113.737	81.026	84.667	134.063	219.91	290.692	355.37
DL134	20.786	65.48	124.352	189.811	229.563	244.601	243.057	249.387	274.829
DL135	74.35	122.982	164.212	171.708	179.705	200.304	213.804	234.144	273.791
DL136	188.887	170.601	136.545	119.365	135.816	173.631	200.784	229.97	276.152
DL145	93.826	164.899	224.682	233.93	195.384	151.494	147.556	181.512	242.08
DL146	208.406	212.527	197.02	181.589	151.497	124.826	134.542	177.376	244.451
DL156	265.803	270.858	237.299	163.613	101.619	80.603	105.378	162.214	243.472
DL234	21.046	68.015	134.369	212.078	269.56	297.282	284.415	223.999	139.243
DL235	72.021	124.99	173.949	193.887	219.661	252.964	255.103	208.702	138.167
DL236	186.592	172.58	146.28	141.542	175.77	226.291	242.083	204.529	140.528
DL245	91.541	166.918	234.426	256.112	235.371	204.123	188.853	156.069	106.455
DL246	206.116	214.513	206.792	203.771	191.453	177.485	175.841	151.906	108.861
DL256	263.508	272.84	247.038	185.795	141.608	133.265	146.675	136.737	107.837
DL345	91.069	176.966	257.289	294.532	286.503	243.809	170.005	95.824	29.691
DL346	205.617	224.545	229.601	242.11	242.603	217.055	156.717	91.213	29.61
DL356	263.009	282.871	269.844	224.132	192.726	172.864	127.551	76.017	28.621
DL456	282.653	324.972	330.515	286.526	208.472	124.311	62.235	25.033	5.258
DL1234	17.243	56.073	111.426	178.495	233.413	277.968	310.551	318.378	320.508
DL1235	60.876	103.787	144.509	163.37	191.835	241.039	286.148	305.639	319.645
DL1236	156.309	143.447	121.439	119.747	155.282	218.837	275.324	302.191	321.615

DL1245	77.123	138.709	194.896	215.222	204.918	200.358	230.949	261.803	293.211
DL1246	172.605	178.385	171.868	171.607	168.369	178.158	220.126	258.355	295.181
DL1256	220.422	227.002	205.404	156.586	126.798	141.276	195.816	245.701	294.381
DL1345	76.728	147.096	213.906	247.156	247.544	233.318	215.012	211.186	227.186
DL1346	172.155	186.723	190.862	203.527	210.952	211.105	204.148	207.73	229.151
DL1356	220.017	235.354	224.412	188.55	169.397	174.27	179.883	195.088	228.357
DL1456	236.265	270.276	274.799	240.403	182.48	133.588	124.685	151.252	201.923
DL2345	74.779	148.714	222.007	265.644	280.829	277.221	249.41	189.992	114.18
DL2346	170.261	188.39	198.979	222.027	244.278	255.017	238.58	186.507	116.14
DL2356	218.079	237.011	232.52	207.044	202.715	218.143	214.278	173.892	115.35
DL2456	234.331	271.94	282.944	258.901	215.8	177.46	159.074	130.018	88.906
DL3456	233.949	280.323	301.987	290.897	258.407	210.51	143.317	79.735	24.409
DL12345	75.63	148.364	221.574	267.414	289.615	307.424	322.995	321.717	318.675
DL12346	171.107	188.034	198.508	223.79	253.058	285.216	312.134	318.263	320.64
DL12356	218.925	236.655	232.052	208.812	211.503	248.379	287.864	305.612	319.802
DL12456	235.178	271.584	282.477	260.671	224.59	207.702	232.671	261.785	293.413
DL13456	234.773	279.936	301.483	292.634	267.187	240.694	216.708	211.202	227.395
DL23456	232.835	281.593	309.593	311.129	300.507	284.569	251.134	189.975	114.382
DL123456	233.681	281.237	309.124	312.895	309.291	314.8	324.682	321.689	318.829
ENV	296.96	348.188	358.818	335.986	331.059	335.898	355.046	390.955	398.857
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1613.739	1576.454	1554.942	1512.035	1498.445	1490.668	1510.475	1562.544	1565.034

8.3.8 P1-1 (단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	389.425	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	367.334
합성후	331.611	194.803	139.625	118.289	114.46	112.935	118.674	145.134	190.96
	224.95	194.513	167.177	149.827	138.631	128.531	126.851	148.184	187.826
ENV	331.611	194.803	167.177	149.827	138.631	128.531	126.851	148.184	190.96
ADD	1324.3	1222.117	1194.491	1177.141	1165.945	1155.845	1154.165	1175.498	1161.558
DB1	1.708	0.631	1.915	5.464	11.104	40.644	101.793	194.336	275.198
DB2	0.393	3.804	9.41	27.216	58.904	108.495	157.211	160.585	119.607
DB3	2.986	13.904	36.309	74.948	123.813	157.52	134.405	83.44	31.393
DB4	17.956	63.61	112.253	153.663	142.783	95.702	50.778	20.519	5.135
DB5	82.983	135.207	161.082	130.988	79.305	40.077	15.823	5.38	0.883
DB6	217.018	188.696	124.132	62.865	25.204	8.977	3.736	1.082	0.808
DB12	0.495	3.81	10.261	28.486	69.008	148.718	258.768	354.82	394.686
DB13	2.703	13.214	34.944	75.956	133.749	197.648	235.904	277.663	306.414
DB14	19.18	63.045	110.892	154.62	152.704	135.68	151.705	213.513	272.999
DB15	84.22	134.674	159.812	131.972	89.178	80.022	116.898	197.306	272.581
DB16	218.243	188.216	122.856	63.817	34.922	48.574	102.852	193.882	275.435
DB22	0.785	7.604	18.796	54.428	117.805	216.968	314.441	321.17	239.215
DB24	17.115	65.16	121.208	180.597	201.589	203.96	207.342	179.81	117.519
DB25	81.434	136.701	170.07	157.954	138.065	148.295	172.545	163.594	117.095
DB26	215.456	190.242	133.112	89.776	83.807	116.845	158.499	160.17	119.949
DB34	20.103	77.271	148.338	228.468	266.564	253.005	184.523	102.706	29.343
DB35	80.319	148.176	196.846	205.709	203.003	197.271	149.647	86.399	28.867
DB36	214.318	201.714	159.887	137.533	148.767	165.823	135.603	82.975	31.721
DB45	100.905	198.8	273.329	284.633	222.028	135.653	66.388	24.1	5.682
DB46	234.883	252.278	236.303	216.415	167.758	104.099	52.019	20.026	4.83
DB56	299.929	323.864	285.153	193.727	104.315	48.533	17.199	6.046	0.795
DB123	2.52	13.959	39.762	92.762	173.333	275.514	353.804	394.422	383.398
DB124	15.946	58.144	107.95	163.483	190.375	219.7	278.004	336.66	353.298
DB125	74.466	122.62	151.973	143.111	133.193	169.635	246.678	322.057	352.918
DB126	195.084	170.794	118.71	81.751	84.386	141.312	234.024	318.972	355.505
DB134	17.838	68.922	132.285	206.536	248.843	263.827	257.448	267.234	273.936
DB135	73.451	132.948	176.056	186.083	191.649	213.694	226.067	252.581	273.52
DB136	194.071	181.126	142.818	124.748	142.828	185.394	213.436	249.496	276.087
DB145	91.89	178.354	244.723	256.973	208.746	157.984	150.337	194.901	243.462
DB146	212.508	226.527	211.459	195.612	159.918	129.661	137.704	191.818	246.051

DB156	271.03	291.006	255.504	175.243	102.739	79.599	106.381	177.238	245.674
DB234	18.094	71.178	141.762	229.988	292.867	325.314	307.565	236.936	134.009
DB235	70.96	134.756	185.295	209.458	235.664	275.137	276.135	222.242	133.585
DB236	191.561	182.953	152.058	148.124	186.843	246.838	263.504	219.157	136.151
DB245	89.38	180.18	253.961	280.347	252.739	219.426	200.404	164.561	103.526
DB246	209.998	228.353	220.697	218.986	203.911	191.102	187.771	161.478	106.115
DB256	268.544	292.836	264.744	198.617	146.731	141.038	156.445	146.875	105.734
DB345	88.376	190.526	278.085	323.359	311.205	263.532	179.882	95.216	24.854
DB346	208.985	238.686	244.807	261.984	262.374	235.186	167.164	92.023	26.699
DB356	267.528	303.166	288.831	241.613	205.193	185.123	135.84	77.424	26.342
DB456	286.048	348.715	357.655	312.643	222.298	129.632	60.876	21.245	4.839
DB1234	14.862	58.776	117.114	192.43	251.494	301.202	332.441	343.112	317.963
DB1235	60.117	111.964	153.508	175.355	203.835	259.419	306.272	330.898	317.603
DB1236	160.635	152.121	125.802	124.225	163.161	235.841	295.753	328.336	319.762
DB1245	75.476	149.807	210.723	234.426	218.082	212.99	243.17	282.822	292.556
DB1246	175.971	189.96	183.012	183.291	177.382	189.387	232.646	280.256	294.715
DB1256	224.766	243.695	219.711	166.313	129.735	147.661	206.542	268.101	294.396
DB1345	74.622	158.409	230.802	270.235	266.778	249.716	225.994	224.948	226.4
DB1346	175.141	198.567	203.095	219.104	226.101	226.115	215.469	222.38	228.536
DB1356	223.912	252.301	239.794	202.148	178.456	184.39	189.365	210.206	228.236
DB1456	239.271	290.141	297.004	261.194	192.678	137.958	126.263	162.151	203.194
DB2345	72.538	159.926	238.501	289.722	303.454	300.905	267.732	199.646	109.777
DB2346	173.032	200.079	210.792	238.588	262.755	277.322	257.187	197.08	111.934
DB2356	221.825	253.812	247.468	221.608	215.108	235.598	231.106	184.927	111.618
DB2456	237.182	291.635	304.701	280.678	229.351	189.144	167.979	136.846	86.569
DB3456	236.334	300.263	324.788	316.515	278.054	225.898	150.831	78.967	20.481
DB12345	73.52	159.584	237.592	290.514	310.919	331.051	343.883	345.349	316.071
DB12346	174.038	199.741	209.884	239.38	270.22	307.447	333.357	342.78	318.206
DB12356	222.808	253.472	246.56	222.421	222.573	265.72	307.253	330.606	317.907
DB12456	238.166	291.312	303.77	281.468	236.795	219.289	244.151	282.551	292.865
DB13456	237.313	299.918	323.853	317.302	285.516	256.017	226.972	224.652	226.681
DB23456	235.228	301.434	331.554	336.79	322.194	307.231	268.717	199.378	110.086
DB123456	236.21	301.091	330.642	337.578	329.634	337.349	344.86	345.052	316.352
DL1	1.622	0.714	2.229	6.46	13.239	41.889	98.119	181.84	267.868
DL2	0.367	4.37	10.641	27.866	56.325	100.027	143.538	148.794	119.565
DL3	3.279	15.346	36.152	70.862	112.933	143.571	121.838	78.979	33.426
DL4	20.349	61.751	102.922	139.764	129.464	88.752	49.132	21.694	5.855
DL5	84.917	125.12	146.949	118.976	74.044	39.637	16.964	6.243	0.937
DL6	214.533	174.232	115.717	60.748	25.96	10.697	4.399	1.253	0.795

DL12	0.527	4.384	12.064	30.705	68.311	141.394	241.313	330.492	387.29
DL13	2.891	14.59	35.327	73.33	124.68	184.808	219.595	260.67	301.076
DL14	20.919	61.016	102.075	142.122	141.184	129.759	146.142	201.842	266.491
DL15	85.965	124.58	146.255	121.453	85.708	80.634	114.127	185.63	265.38
DL16	215.541	173.707	114.979	63.119	37.39	51.097	99.962	181.553	267.932
DL22	0.734	8.737	21.277	55.724	112.609	200.045	287.04	297.59	239.17
DL24	20.095	64.139	113.095	167.293	185.633	188.493	191.887	168.895	118.347
DL25	83.308	127.349	157.071	146.524	130.143	139.328	159.828	152.643	117.209
DL26	212.9	176.519	125.837	88.2	81.831	109.794	145.664	148.567	119.76
DL34	23.52	76.944	138.906	210.477	242.364	232.07	170.198	99.108	32.253
DL35	82.666	139.373	182.438	189.564	186.825	182.824	138.08	82.777	31.06
DL36	212.247	188.506	151.198	131.234	138.507	153.283	123.879	78.694	33.607
DL45	104.733	186.757	249.843	258.697	203.391	128.204	65.791	26.21	6.328
DL46	234.256	235.807	218.482	200.288	155.052	98.536	51.208	21.355	5.405
DL56	299.31	299.318	262.572	179.568	99.685	49.501	19.222	6.94	0.767
DL123	2.732	16.347	41.265	91.015	162.864	256.331	326.807	368.514	378.573
DL124	17.733	57.032	101.062	152.8	177.672	206.754	260.673	315.516	347.397
DL125	76.007	114.214	140.812	134.169	127.733	162.522	231.852	300.937	346.385
DL126	192.642	158.44	112.673	81.69	84.251	135.953	219.094	297.26	348.674
DL134	20.813	68.545	124.286	191.65	228.688	245.986	241.166	252.705	269.922
DL135	75.456	124.999	163.641	172.897	178.769	201.685	212.265	238.051	268.857
DL136	192.058	169.254	135.501	120.416	135.283	175.08	199.501	234.37	271.145
DL145	95.138	167.441	224.061	234.919	193.601	152.206	146.233	185.157	237.768
DL146	211.784	211.705	195.926	182.44	150.117	125.605	133.476	181.514	240.067
DL156	270.315	268.9	235.698	163.815	100.177	81.377	104.661	166.941	239.059
DL234	21.038	71.547	134.305	214.325	268.721	298.849	282.366	223.086	136.605
DL235	73.056	127.532	173.38	195.483	218.762	254.528	253.408	208.38	135.503
DL236	189.691	171.758	145.238	143	175.274	227.923	240.644	204.699	137.791
DL245	92.782	169.985	233.806	257.509	233.625	205.018	187.374	155.485	104.414
DL246	209.422	214.216	205.7	205.03	190.11	178.447	174.618	151.815	106.747
DL256	267.948	271.407	245.439	186.405	140.204	134.221	145.801	137.234	105.695
DL345	92.225	180.816	256.691	296.317	284.641	244.267	168.051	93.136	29.301
DL346	208.838	225.029	228.529	243.756	241.144	217.576	155.027	88.954	29.184
DL356	267.364	282.219	268.266	225.129	191.205	173.38	126.21	74.346	28.167
DL456	287.217	324.851	328.89	287.329	206.108	124.168	61.085	23.317	5.301
DL1234	17.242	59.047	111.356	180.492	232.751	279.989	308.606	322.166	314.575
DL1235	61.76	105.909	144.018	164.825	191.122	243.058	284.496	309.92	313.689
DL1236	158.913	142.767	120.554	121.087	154.906	220.911	273.886	306.882	315.598
DL1245	78.179	141.269	194.364	216.511	203.5	201.818	229.479	265.865	287.775

DL1246	175.382	178.142	170.942	172.781	167.287	179.674	218.869	262.827	289.684
DL1256	224.144	225.812	204.055	157.218	125.664	142.788	194.85	250.665	288.86
DL1345	77.714	150.306	213.39	248.767	246.029	234.41	213.152	213.442	223.157
DL1346	174.861	187.131	189.953	205.023	209.773	212.254	202.502	210.396	225.061
DL1356	223.669	234.814	223.08	189.505	168.166	175.415	178.528	198.245	224.243
DL1456	240.088	270.174	273.426	241.191	180.543	134.175	123.51	154.19	198.329
DL2345	75.704	152.363	221.493	267.595	279.344	278.466	247.419	188.724	112.043
DL2346	172.907	189.236	198.071	223.863	243.129	256.319	236.804	185.648	113.942
DL2356	221.67	236.91	231.19	208.338	201.514	219.44	212.793	173.525	113.128
DL2456	238.094	272.276	281.573	260.03	213.894	178.199	157.769	129.432	87.204
DL3456	237.642	281.311	300.633	292.349	256.404	210.883	141.617	77.382	24.09
DL12345	76.578	152.017	221.043	269.489	288.167	309.384	320.766	324.997	312.803
DL12346	173.776	188.883	197.583	225.751	251.946	287.232	310.119	321.953	314.707
DL12356	222.539	236.558	230.706	210.232	210.339	250.391	286.14	309.793	313.845
DL12456	238.963	271.924	281.088	261.924	222.72	209.155	231.128	265.747	287.975
DL13456	238.488	280.927	300.112	294.209	265.22	241.78	214.775	213.359	223.363
DL23456	236.489	283.022	308.223	313.044	298.571	285.807	249.071	188.607	112.243
DL123456	237.358	282.67	307.738	314.935	307.392	316.753	322.381	324.869	312.955
ENV	299.929	348.715	357.655	337.578	329.634	337.349	353.804	394.422	394.686
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1624.229	1570.832	1552.146	1514.719	1495.579	1493.194	1507.969	1569.92	1556.244

8.3.9 P1-2 (단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	385.788	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	370.971
합성후	322.486	201.749	140.082	118.01	114.441	112.458	119.269	141.29	196.705
	219.443	197.091	167.672	149.597	138.878	128.224	127.592	144.809	193.184
ENV	322.486	201.749	167.672	149.597	138.878	128.224	127.592	144.809	196.705
ADD	1311.538	1229.063	1194.986	1176.911	1166.192	1155.538	1154.906	1172.123	1170.94
DB1	1.716	0.585	1.884	5.334	10.882	39.714	101.399	190.211	278.5
DB2	0.386	3.269	9.185	26.655	58.217	107.479	157.247	160.492	121.833
DB3	2.941	12.609	35.784	74.024	123.059	157.287	135.381	85.183	32.405
DB4	17.189	61.474	111.552	153.314	143.517	96.544	51.615	21.847	5.175
DB5	81.118	134.047	161.156	131.672	80.231	40.646	16.199	5.997	0.873
DB6	214.132	190.822	124.888	63.448	25.675	9.096	3.804	1.224	0.795
DB12	0.528	3.233	10.074	27.77	67.975	146.776	258.399	350.564	400.198
DB13	2.656	11.872	34.407	74.866	132.664	196.488	236.472	275.246	310.706
DB14	18.428	60.895	110.162	154.082	153.103	135.58	152.118	210.852	276.373
DB15	82.375	133.52	159.858	132.492	89.775	79.672	116.873	193.838	275.823
DB16	215.409	190.374	123.612	64.245	35.073	47.823	102.521	189.857	278.69
DB22	0.774	6.541	18.392	53.314	116.437	214.961	314.518	320.968	243.688
DB24	16.69	62.528	120.329	179.7	201.64	203.804	208.229	181.208	119.863
DB25	79.59	134.991	169.914	158.08	138.307	147.877	172.962	164.173	119.277
DB26	212.62	191.822	133.666	89.831	83.605	116.029	158.612	160.195	122.168
DB34	19.624	73.87	147.166	227.209	266.548	253.631	186.367	105.915	30.449
DB35	78.373	145.615	196.392	205.475	203.197	197.634	151.001	88.81	29.836
DB36	211.379	202.441	160.14	137.205	148.514	165.786	136.649	84.829	32.703
DB45	98.252	195.501	272.704	284.99	223.692	137.069	67.607	26.063	5.7
DB46	231.239	252.269	236.384	216.657	168.973	105.118	52.931	21.506	4.864
DB56	295.189	324.854	285.992	195.029	105.727	49.303	17.674	6.824	0.791
DB123	2.497	12.355	39.076	91.27	171.741	273.555	354.348	392.141	389.265
DB124	15.281	55.721	107.101	162.523	190.12	218.705	278.42	334.176	358.353
DB125	72.837	121.082	151.814	143.073	133.11	168.391	246.678	318.848	357.842
DB126	192.559	172.234	119.181	81.636	83.881	139.733	233.762	315.261	360.441
DB134	17.406	65.833	131.2	205.236	248.528	263.548	258.721	266.384	277.886
DB135	71.721	130.635	175.635	185.722	191.529	213.164	226.921	251.024	277.341
DB136	191.444	181.787	143.002	124.284	142.3	184.506	214.005	247.437	279.94
DB145	89.523	175.375	244.148	257.125	209.945	158.422	151.089	193.149	246.497
DB146	209.25	226.549	211.517	195.689	160.716	129.762	138.168	189.536	249.067

DB156	266.806	291.911	256.233	176.261	103.708	79.429	106.43	174.233	248.584
DB234	17.668	67.617	140.512	228.345	292.24	324.982	309.254	239.744	137.024
DB235	69.234	131.962	184.688	208.753	235.209	274.572	277.405	224.34	136.471
DB236	188.958	183.116	152.076	147.316	185.978	245.89	264.482	220.726	139.042
DB245	87.013	176.697	253.198	280.154	253.621	219.805	201.565	166.437	105.599
DB246	206.735	227.849	220.564	218.716	204.392	191.147	188.649	162.851	108.197
DB256	264.291	293.211	265.28	199.288	147.383	140.812	156.906	147.521	107.686
DB345	85.923	186.257	277.023	322.803	312.017	264.579	181.804	98.646	25.33
DB346	205.643	237.406	244.386	261.363	262.789	235.917	168.891	95.026	27.696
DB356	263.18	302.787	289.104	241.94	205.805	185.607	137.152	79.699	27.185
DB456	281.08	347.667	357.772	313.478	224.248	131.07	62.035	23.143	4.849
DB1234	14.511	55.806	116.054	190.932	250.73	300.226	333.542	342.336	322.922
DB1235	58.693	109.62	152.992	174.638	203.211	258.218	307.013	329.513	322.458
DB1236	158.455	152.254	125.792	123.418	162.182	234.335	296.26	326.524	324.62
DB1245	73.524	146.907	210.063	234.137	218.546	212.581	243.805	281.27	296.755
DB1246	173.289	189.546	182.888	182.941	177.521	188.7	233.05	278.278	298.894
DB1256	221.246	244.01	220.132	166.731	130.038	146.778	206.596	265.521	298.474
DB1345	72.6	154.873	229.925	269.669	267.231	249.907	227.356	224.754	229.653
DB1346	172.362	197.509	202.727	218.47	226.203	226.024	216.581	221.763	231.814
DB1356	220.322	251.977	239.994	202.282	178.7	184.082	190.146	209.006	231.396
DB1456	235.155	289.267	297.087	261.782	194.037	138.445	126.937	160.763	205.693
DB2345	70.51	155.967	237.479	288.872	303.638	301.063	269.421	202.513	112.268
DB2346	170.273	198.603	210.281	237.673	262.608	277.178	258.641	199.496	114.401
DB2356	218.232	253.069	247.545	221.462	215.103	235.234	232.205	186.739	113.983
DB2456	233.066	290.361	304.641	280.987	230.445	189.622	169	138.498	88.28
DB3456	232.139	298.324	324.48	316.514	279.124	226.923	152.528	81.981	21.2
DB12345	71.51	155.633	236.546	289.53	310.83	330.488	345.262	345.09	320.999
DB12346	171.273	198.27	209.348	238.332	269.802	306.605	334.506	342.079	323.157
DB12356	219.233	252.739	246.616	222.145	222.321	264.663	308.05	329.321	322.737
DB12456	234.066	290.028	303.709	281.646	237.657	219.027	244.842	281.078	297.034
DB13456	233.139	297.991	323.547	317.173	286.318	256.35	228.391	224.561	229.932
DB23456	231.05	299.085	331.101	336.377	322.724	307.506	270.456	202.32	112.547
DB123456	232.05	298.752	330.169	337.037	329.939	336.933	346.299	344.898	321.278
DL1	1.637	0.67	2.194	6.323	12.998	40.861	97.738	175.722	273.793
DL2	0.363	3.752	10.429	27.267	55.571	98.832	143.563	148.064	122.724
DL3	3.248	13.83	35.599	69.827	112.11	143.294	123.008	80.804	34.488
DL4	19.917	59.41	102.237	139.332	130.348	89.681	50.08	23.201	5.868
DL5	82.56	124.119	147.118	119.806	75.076	40.241	17.366	6.963	0.92
DL6	209.932	177.694	116.675	61.401	26.442	10.818	4.464	1.412	0.767

DL12	0.559	3.717	11.872	29.974	67.253	139.162	240.949	323.625	396.359
DL13	2.86	13.027	34.778	72.135	123.508	183.444	220.354	256.308	307.984
DL14	20.16	58.583	101.297	141.524	141.757	129.654	146.69	197.418	272.375
DL15	83.63	123.572	146.396	122.092	86.427	80.168	114.17	180.287	271.157
DL16	210.971	177.161	115.942	63.557	37.565	50.227	99.642	175.566	273.795
DL22	0.727	7.505	20.858	54.532	111.139	197.658	287.089	296.122	245.445
DL24	19.683	61.183	112.154	166.267	185.793	188.24	192.823	169.878	121.484
DL25	81.039	125.712	157.029	146.772	130.497	138.758	160.274	152.754	120.291
DL26	208.381	179.302	126.576	88.265	81.601	108.778	145.764	147.988	122.878
DL34	23.064	73.098	137.679	209.053	242.433	232.741	172.316	102.65	33.3
DL35	80.364	136.725	182.064	189.364	187.062	183.12	139.647	85.386	31.991
DL36	207.706	190.317	151.615	130.863	138.205	153.151	125.152	80.668	34.633
DL45	101.643	183.335	249.27	259.128	205.384	129.75	67.16	28.475	6.309
DL46	228.928	236.845	218.696	200.511	156.496	99.647	52.231	23.034	5.407
DL56	292.406	301.787	263.71	181.034	101.276	50.29	19.699	7.837	0.757
DL123	2.726	14.451	40.572	89.405	161.169	254.048	327.521	363.938	387.66
DL124	17.374	54.372	100.228	151.749	177.521	205.618	261.189	310.893	355.534
DL125	73.973	112.721	140.733	134.231	127.705	161.065	231.896	295.475	354.449
DL126	188.591	160.965	113.327	81.55	83.741	134.089	218.83	291.217	356.818
DL134	20.406	65.066	123.14	190.21	228.455	245.627	242.718	250.373	276.161
DL135	73.355	122.623	163.288	172.576	178.662	201.006	213.342	234.879	275.022
DL136	187.969	170.858	135.842	119.884	134.657	174.02	200.267	230.611	277.346
DL145	92.397	164.402	223.557	235.159	195.08	152.677	147.114	181.936	242.982
DL146	207.011	212.639	196.114	182.472	151.11	125.695	134.041	177.641	245.34
DL156	264.143	271.111	236.713	164.978	101.303	81.159	104.767	162.272	244.274
DL234	20.646	67.531	133.012	212.517	268.108	298.373	284.269	225.628	140.368
DL235	71.001	124.546	172.844	194.758	218.299	253.73	254.836	210.083	139.193
DL236	185.616	172.785	145.403	142.102	174.299	226.746	241.761	205.786	141.551
DL245	90.077	166.296	233.108	257.335	234.71	205.364	188.607	157.144	107.197
DL246	204.659	214.566	205.672	204.687	190.748	178.387	175.536	152.849	109.555
DL256	261.79	273.038	246.272	187.192	140.939	133.846	146.251	137.434	108.433
DL345	89.445	176.233	255.71	295.755	285.681	245.376	170.271	96.927	29.734
DL346	204.041	224.465	228.224	243.026	241.668	218.321	156.973	92.243	30.083
DL356	261.168	282.934	268.793	225.536	191.897	173.822	127.703	76.843	29.007
DL456	280.33	324.883	329.249	288.282	208.346	125.736	62.38	25.491	5.272
DL1234	16.907	55.66	110.204	178.81	232.009	278.799	309.904	319.661	322.139
DL1235	60.035	103.439	143.546	164.092	190.486	241.611	285.415	306.733	321.185
DL1236	155.543	143.64	120.706	120.189	153.837	219.128	274.529	303.172	323.149
DL1245	75.929	138.247	193.767	216.223	204.179	201.285	230.201	262.59	294.457

DL1246	171.438	178.452	170.932	172.357	167.536	178.808	219.322	259.038	296.465
DL1256	218.997	227.158	204.709	157.748	126.025	141.709	194.937	246.234	295.543
DL1345	75.38	146.502	212.546	248.2	246.633	234.598	214.761	212.127	228.291
DL1346	170.888	186.703	189.706	204.297	209.984	212.115	203.875	208.565	230.255
DL1356	218.492	235.423	223.493	189.726	168.478	175.018	179.491	195.732	229.367
DL1456	234.386	270.232	273.716	241.861	182.177	134.73	124.288	151.602	202.684
DL2345	73.466	148.093	220.531	266.676	279.656	278.492	249.311	191.425	115.096
DL2346	168.97	188.292	197.66	222.805	243.009	256.011	238.426	187.864	117.059
DL2356	216.534	237.004	231.473	208.201	201.5	218.912	214.04	175.03	116.171
DL2456	232.429	271.817	281.703	260.376	215.211	178.638	158.883	130.945	89.504
DL3456	231.939	280.102	300.508	292.338	257.659	211.975	143.52	80.651	24.44
DL12345	74.315	147.731	220.026	268.453	288.243	308.667	322.389	323.12	320.269
DL12346	169.824	187.936	197.191	224.587	251.601	286.188	311.505	319.559	322.233
DL12356	217.427	236.652	230.971	209.977	210.084	249.081	287.082	306.719	321.34
DL12456	233.288	271.493	281.203	262.154	223.794	208.804	231.918	262.596	294.662
DL13456	232.771	279.716	299.974	294.089	266.237	242.105	216.434	212.117	228.447
DL23456	230.825	281.339	307.967	312.607	299.271	286.011	251.028	191.431	115.301
DL123456	231.674	280.975	307.457	314.376	307.818	316.175	324.065	323.117	320.47
ENV	295.189	347.667	357.772	337.037	329.939	336.933	354.348	392.141	400.198
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1606.727	1576.73	1552.758	1513.948	1496.131	1492.471	1509.254	1564.264	1571.138

8.3.10 P2-1 (단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	385.788	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	370.971
합성후	331.08	193.778	140.369	117.153	115.294	112.341	119.368	145.127	191.979
	224.836	193.604	167.813	148.44	139.537	127.763	127.547	148.101	188.85
ENV	331.08	193.778	167.813	148.44	139.537	127.763	127.547	148.101	191.979
ADD	1320.132	1221.092	1195.127	1175.754	1166.851	1155.077	1154.861	1175.415	1166.214
DB1	1.732	0.621	1.915	5.337	11.174	40.123	101.74	194.128	275.827
DB2	0.379	3.725	9.359	26.771	58.834	107.832	157.343	160.877	120.239
DB3	2.916	13.657	36.181	74.199	123.711	157.21	135.096	83.806	31.921
DB4	17.435	63.02	112.053	153.145	143.6	95.946	51.286	20.596	5.179
DB5	82.273	134.485	161.32	131.055	80.07	40.153	16.038	5.35	0.89
DB6	216.441	188.308	124.684	62.765	25.549	8.882	3.769	1.068	0.784
DB12	0.533	3.73	10.265	27.891	68.893	147.547	258.839	354.88	395.944
DB13	2.634	12.954	34.822	75.055	133.619	196.831	236.532	277.797	307.567
DB14	18.686	62.442	110.677	153.924	153.484	135.399	152.135	213.396	273.762
DB15	83.541	133.962	160.039	131.887	89.913	79.596	117.051	197.069	273.217
DB16	217.726	187.867	123.426	63.574	35.243	48.022	102.827	193.641	276.037
DB22	0.76	7.454	18.742	53.545	117.671	215.666	314.708	321.738	240.5
DB24	16.908	64.527	121.006	179.648	202.337	203.556	207.998	180.209	118.315
DB25	80.71	135.904	170.256	157.582	138.762	147.735	172.893	163.861	117.735
DB26	214.891	189.786	133.641	89.267	84.091	116.161	158.67	160.437	120.579
DB34	19.84	76.469	148.06	227.213	267.28	252.954	185.755	103.155	30.009
DB35	79.468	147.204	196.949	205.035	203.689	197.063	150.553	86.74	29.402
DB36	213.625	201.082	160.331	136.699	149.038	165.49	136.329	83.312	32.223
DB45	99.652	197.486	273.368	284.205	223.613	135.976	67.113	24.171	5.735
DB46	233.788	251.303	236.68	215.805	168.924	104.299	52.566	20.098	4.873
DB56	298.648	322.78	285.951	193.728	105.435	48.589	17.479	6.016	0.804
DB123	2.461	13.735	39.609	91.546	173.155	274.182	354.488	394.783	385.007
DB124	15.484	57.542	107.727	162.488	191.019	218.861	278.522	336.812	354.57
DB125	73.857	121.907	152.138	142.637	133.791	168.641	246.925	322.102	354.064
DB126	194.615	170.405	119.175	81.14	84.59	140.231	234.125	319.013	356.62
DB134	17.605	68.202	132.021	205.252	249.46	263.317	258.481	267.436	275.1
DB135	72.719	132.069	176.154	185.338	192.244	213.028	226.828	252.695	274.561
DB136	193.477	180.567	143.19	123.841	143.043	184.618	214.028	249.607	277.118
DB145	90.793	177.161	244.758	256.426	210.142	157.813	150.955	194.812	244.191
DB146	211.556	225.682	211.797	194.931	160.941	129.4	138.15	191.697	246.719

DB156	269.929	290.048	256.211	175.101	103.713	79.161	106.556	177.012	246.241
DB234	17.841	70.359	141.479	228.455	293.454	324.69	308.789	237.605	135.196
DB235	70.19	133.82	185.352	208.465	236.208	274.377	277.088	222.823	134.649
DB236	190.95	182.321	152.41	146.969	187.005	245.942	264.281	219.707	137.177
DB245	88.241	178.908	253.953	279.551	254.102	219.136	201.208	164.912	104.25
DB246	208.999	227.406	220.99	218.055	204.902	190.726	188.407	161.823	106.806
DB256	267.372	291.773	265.403	198.224	147.673	140.485	156.809	147.112	106.3
DB345	87.129	189.077	277.973	322.253	312.532	263.525	181.107	95.542	24.979
DB346	207.884	237.571	245.005	260.754	263.332	235.11	168.308	92.416	27.304
DB356	266.238	301.958	289.422	240.928	206.13	184.895	136.715	77.707	26.798
DB456	284.413	347.193	358.186	312.156	224.058	129.887	61.556	21.3	4.886
DB1234	14.658	58.117	116.873	191.034	251.969	300.298	333.414	343.5	319.407
DB1235	59.5	111.172	153.559	174.408	204.27	258.371	307.008	331.194	318.948
DB1236	160.125	151.595	126.084	123.139	163.264	234.694	296.351	328.62	321.075
DB1245	74.558	148.751	210.706	233.644	219.173	212.339	243.765	282.944	293.639
DB1246	175.185	189.179	183.256	182.4	178.171	188.664	233.107	280.367	295.743
DB1256	223.824	242.815	220.248	165.854	130.506	146.82	206.773	268.125	295.328
DB1345	73.615	157.225	230.73	269.22	267.887	249.344	227.033	225.109	227.37
DB1346	174.24	197.65	203.257	217.973	226.882	225.667	216.354	222.533	229.495
DB1356	222.881	251.289	240.272	201.449	179.197	183.803	190.04	210.291	229.081
DB1456	237.941	288.871	297.442	260.687	194.102	137.772	126.797	162.041	203.773
DB2345	71.49	158.673	238.405	288.504	304.53	300.451	268.912	200.212	110.782
DB2346	172.116	199.098	210.932	237.256	263.524	276.771	258.228	197.609	112.88
DB2356	220.756	252.735	247.944	220.709	215.837	234.905	231.913	185.367	112.466
DB2456	235.817	290.32	305.117	279.972	230.747	188.899	168.674	137.119	87.158
DB3456	234.871	298.79	325.118	315.543	279.455	225.879	151.918	79.283	20.91
DB12345	72.501	158.343	237.485	289.172	311.948	330.19	345.011	345.734	317.522
DB12346	173.126	198.767	210.013	237.924	270.944	306.514	334.352	343.138	319.645
DB12356	221.767	252.407	247.029	221.402	223.281	264.649	308.017	330.894	319.229
DB12456	236.827	289.99	304.199	280.641	238.186	218.619	244.774	282.645	293.92
DB13456	235.882	298.46	324.199	316.212	286.875	255.621	228.04	224.808	227.651
DB23456	233.757	299.908	331.873	335.495	323.518	306.727	269.919	199.911	111.063
DB123456	234.768	299.578	330.955	336.166	330.959	336.469	346.019	345.435	317.803
DL1	1.669	0.706	2.233	6.308	13.324	41.349	98.187	181.59	268.608
DL2	0.353	4.28	10.624	27.401	56.365	99.364	143.779	148.959	120.254
DL3	3.194	15.078	36.094	70.068	113.078	143.2	122.57	79.221	33.979
DL4	20.109	61.212	102.968	139.132	130.396	88.841	49.663	21.715	5.91
DL5	84.186	124.421	147.32	118.883	74.841	39.626	17.187	6.208	0.945
DL6	214.115	173.81	116.329	60.53	26.3	10.579	4.433	1.23	0.751

DL12	0.564	4.295	12.075	30.092	68.393	140.192	241.618	330.408	388.72
DL13	2.812	14.311	35.283	72.381	124.819	183.851	220.368	260.608	302.313
DL14	20.369	60.398	102.037	141.324	142.145	129.31	146.736	201.63	267.365
DL15	85.283	123.87	146.61	121.171	86.532	80.052	114.434	185.34	266.086
DL16	215.176	173.277	115.608	62.689	37.761	50.473	100.058	181.286	268.629
DL22	0.706	8.56	21.246	54.8	112.726	198.722	287.521	297.911	240.505
DL24	19.84	63.509	113.089	166.198	186.632	187.928	192.634	169.099	119.17
DL25	82.607	126.577	157.434	145.984	131.054	138.674	160.303	152.818	117.915
DL26	212.502	175.985	126.433	87.531	82.247	109.058	145.945	148.718	120.408
DL34	23.2	76.144	138.901	209.09	243.444	231.802	171.472	99.395	32.943
DL35	81.846	138.417	182.749	188.686	187.795	182.412	139.024	82.976	31.575
DL36	211.74	187.827	151.752	130.239	139.027	152.807	124.681	78.925	34.122
DL45	103.446	185.463	250.202	258.007	205.196	128.295	66.551	26.234	6.396
DL46	233.282	234.787	219.078	199.441	156.395	98.553	51.78	21.368	5.456
DL56	298.207	298.208	263.565	179.24	100.893	49.42	19.493	6.902	0.776
DL123	2.665	16.082	41.206	89.747	163.064	254.893	327.728	368.613	380.334
DL124	17.521	56.499	101.079	151.691	178.586	205.788	261.426	315.487	348.805
DL125	75.411	113.497	141.109	133.524	128.516	161.44	232.329	300.827	347.664
DL126	192.327	157.976	113.211	80.892	84.632	134.79	219.4	297.17	349.948
DL134	20.534	67.841	124.25	190.248	229.676	245.234	242.366	252.74	271.193
DL135	74.716	124.143	163.917	171.969	179.63	200.819	213.189	238.005	270
DL136	191.627	168.613	135.977	119.324	135.706	174.16	200.25	234.337	272.24
DL145	94.045	166.308	224.402	234.147	195.215	151.813	146.987	184.979	238.555
DL146	210.956	210.781	196.467	181.508	151.326	125.157	134.05	181.285	240.828
DL156	269.388	267.887	236.593	163.365	101.264	80.826	104.973	166.673	239.706
DL234	20.739	70.747	134.299	212.673	269.732	298.007	283.705	223.502	137.827
DL235	72.286	126.577	173.644	194.271	219.674	253.572	254.472	208.718	136.597
DL236	189.199	171.051	145.711	141.663	175.754	226.915	241.533	205.022	138.871
DL245	91.649	168.711	234.126	256.443	235.251	204.53	188.269	155.698	105.195
DL246	208.527	213.218	206.198	203.843	191.37	177.879	175.334	152.004	107.468
DL256	266.959	270.324	246.324	185.7	141.306	133.542	146.246	137.345	106.292
DL345	90.939	179.395	256.981	294.963	286.382	243.981	169.343	93.306	29.465
DL346	207.832	223.862	229.001	242.281	242.447	217.251	156.185	89.17	29.76
DL356	266.259	280.964	269.096	224.143	192.423	172.956	127.11	74.527	28.629
DL456	285.71	323.304	329.775	286.489	208.042	124.198	61.8	23.312	5.358
DL1234	16.989	58.368	111.284	178.943	233.622	278.869	309.773	322.303	316.149
DL1235	61.129	105.128	144.223	163.688	191.889	241.855	285.45	310.009	315.15
DL1236	158.551	142.192	120.972	119.825	155.308	219.644	274.677	306.947	317.043
DL1245	77.262	140.257	194.625	215.482	204.888	200.964	230.259	265.797	288.917

DL1246	174.686	177.325	171.38	171.656	168.312	178.759	219.493	262.746	290.854
DL1256	223.327	224.894	204.762	156.507	126.589	141.831	195.272	250.571	289.886
DL1345	76.647	149.134	213.615	247.541	247.474	233.809	214.329	213.478	224.221
DL1346	174.07	186.198	190.364	203.679	210.892	211.598	203.557	210.416	226.114
DL1356	222.757	233.779	223.756	188.567	169.173	174.672	179.336	198.215	225.179
DL1456	238.89	268.909	274.16	240.365	182.178	133.82	124.155	154.016	198.992
DL2345	74.67	151.149	221.743	266.118	280.835	277.728	248.703	189.034	113.047
DL2346	172.089	188.211	198.461	222.287	244.255	255.519	237.932	185.974	114.941
DL2356	220.735	235.786	231.88	207.142	202.534	218.59	213.709	173.771	114.006
DL2456	236.87	270.92	282.291	258.98	215.55	177.752	158.574	129.618	87.833
DL3456	236.315	279.825	301.306	291.025	258.131	210.621	142.72	77.498	24.221
DL12345	75.542	150.784	221.247	267.897	289.68	308.278	322.12	325.142	314.349
DL12346	172.966	187.853	198.003	224.071	253.104	286.072	311.35	322.081	316.242
DL12356	221.652	235.43	231.388	208.92	211.376	249.135	287.09	309.872	315.303
DL12456	237.752	270.593	281.801	260.76	224.392	208.294	231.949	265.681	289.12
DL13456	237.17	279.436	300.782	292.778	266.967	241.126	215.975	213.345	224.375
DL23456	235.16	281.485	308.919	311.396	300.339	285.057	250.393	188.919	113.25
DL123456	236.032	281.118	308.418	313.166	309.144	315.596	323.769	325.017	314.546
ENV	298.648	347.193	358.186	336.166	330.959	336.469	354.488	394.783	395.944
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1618.78	1568.285	1553.313	1511.92	1497.81	1491.546	1509.349	1570.198	1562.158

8.3.11 P2-2 (단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	382.016	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	374.743
합성후	321.282	201.22	140.689	117.473	114.461	112.75	119.459	141.178	197.977
	218.931	196.405	168.112	148.867	138.805	128.491	127.729	144.687	194.463
ENV	321.282	201.22	168.112	148.867	138.805	128.491	127.729	144.687	197.977
ADD	1306.562	1228.534	1195.426	1176.181	1166.119	1155.805	1155.043	1172.001	1175.984
DB1	1.763	0.585	1.88	5.273	10.8	39.448	101.111	189.785	279.308
DB2	0.376	3.19	9.122	26.353	57.81	107.127	157.147	160.826	122.639
DB3	2.881	12.306	35.574	73.439	122.538	157.32	135.838	85.713	33.025
DB4	16.664	60.746	111.213	152.984	143.97	97.182	51.979	22.099	5.239
DB5	80.334	133.261	161.301	131.958	80.756	41.03	16.345	6.051	0.884
DB6	213.437	190.616	125.439	63.559	25.91	9.149	3.807	1.232	0.772
DB12	0.568	3.156	10.039	27.381	67.393	146.148	258.006	350.49	401.814
DB13	2.603	11.601	34.177	74.168	131.943	196.24	236.655	275.347	312.133
DB14	17.935	60.191	109.831	153.667	153.378	135.944	152.199	210.702	277.357
DB15	81.643	132.756	159.989	132.689	90.124	79.781	116.73	193.511	276.645
DB16	214.738	190.16	124.144	64.244	35.113	47.661	102.255	189.418	279.47
DB22	0.752	6.379	18.243	52.706	115.62	214.254	314.292	321.649	245.255
DB24	16.513	61.808	119.96	179.084	201.707	204.1	208.487	181.823	120.826
DB25	78.822	134.132	169.998	158.09	138.448	147.913	172.97	164.606	120.097
DB26	211.913	191.512	134.149	89.622	83.436	115.793	158.517	160.516	122.923
DB34	19.398	72.948	146.653	226.29	266.501	254.313	187.205	106.71	31.248
DB35	77.488	144.54	196.322	205.181	203.223	198.033	151.608	89.442	30.473
DB36	210.558	201.921	160.495	136.736	148.213	165.914	137.133	85.349	33.298
DB45	96.971	194.012	272.511	284.926	224.688	138.069	68.096	26.387	5.776
DB46	229.999	251.333	236.616	216.422	169.664	105.851	53.301	21.728	4.919
DB56	293.713	323.864	286.71	195.41	106.491	49.785	17.83	6.892	0.803
DB123	2.453	12.104	38.818	90.406	170.751	273.016	354.426	392.55	391.247
DB124	14.843	55.021	106.738	161.863	189.998	218.742	278.39	334.328	359.94
DB125	72.181	120.315	151.861	142.983	133.079	168.18	246.451	318.851	359.297
DB126	191.961	171.989	119.627	81.375	83.569	139.261	233.413	315.174	361.833
DB134	17.204	64.991	130.735	204.328	248.309	263.904	259.211	266.742	279.321
DB135	70.981	129.693	175.573	185.375	191.357	213.282	227.204	251.205	278.637
DB136	190.732	181.339	143.314	123.768	141.871	184.389	214.193	247.533	281.176
DB145	88.405	174.075	243.975	257.008	210.667	159.099	151.264	193.073	247.398
DB146	208.179	225.723	211.715	195.398	161.156	130.181	138.249	189.398	249.936

DB156	265.495	291.016	256.86	176.519	104.238	79.62	106.31	173.921	249.294
DB234	17.455	66.71	139.982	227.254	291.814	325.276	309.911	240.778	138.454
DB235	68.43	130.905	184.573	208.224	234.85	274.607	277.851	225.193	137.737
DB236	188.209	182.577	152.318	146.618	185.363	245.712	264.817	221.518	140.274
DB245	85.854	175.286	252.974	279.856	254.157	220.401	201.909	167.059	106.498
DB246	205.628	226.935	220.715	218.246	204.647	191.503	188.873	163.383	109.034
DB256	262.972	292.254	265.864	199.369	147.73	140.942	156.934	147.907	108.392
DB345	84.652	184.663	276.666	322.25	312.459	265.527	182.666	99.416	25.839
DB346	204.427	236.311	244.407	260.641	262.95	236.632	169.653	95.743	28.377
DB356	261.766	301.607	289.551	241.76	206.01	186.068	137.712	80.265	27.734
DB456	279.286	346.126	358.108	313.527	225.349	132.087	62.502	23.428	4.914
DB1234	14.333	55.037	115.613	189.946	250.246	300.268	333.865	342.89	324.717
DB1235	58.048	108.767	152.877	174.108	202.786	258.054	307.177	329.918	324.122
DB1236	157.868	151.818	125.981	122.761	161.526	233.967	296.31	326.848	326.246
DB1245	72.585	145.739	209.881	233.804	218.845	212.879	243.879	281.475	298.089
DB1246	172.382	188.787	182.984	182.461	177.609	188.797	233.036	278.408	300.215
DB1256	220.177	243.225	220.606	166.734	130.17	146.675	206.429	265.53	299.672
DB1345	71.579	153.546	229.631	269.131	267.445	250.482	227.854	225.092	230.875
DB1346	171.376	196.593	202.733	217.785	226.187	226.399	217.012	222.048	233.005
DB1356	219.171	251.031	240.354	202.058	178.747	184.276	190.403	209.146	232.458
DB1456	233.684	288	297.357	261.757	194.828	139.103	127.106	160.704	206.425
DB2345	69.456	154.579	237.114	288.164	303.687	301.581	270.056	203.425	113.456
DB2346	169.274	197.61	210.238	236.819	262.429	277.498	259.211	200.358	115.582
DB2356	217.047	252.046	247.86	221.113	214.99	235.374	232.581	187.454	115.033
DB2456	231.559	289.013	304.86	280.79	231.07	190.201	169.306	139.014	89.002
DB3456	230.553	296.819	324.609	316.114	279.648	227.804	153.282	82.653	21.792
DB12345	70.481	154.245	236.19	288.751	310.749	330.81	345.694	345.683	322.798
DB12346	170.302	197.298	209.296	237.426	269.49	306.705	334.848	342.615	324.923
DB12356	218.069	251.709	246.912	221.696	222.048	264.58	308.219	329.733	324.378
DB12456	232.61	288.705	303.92	281.398	238.132	219.41	244.945	281.293	298.347
DB13456	231.604	296.511	323.668	316.722	286.709	257.011	228.918	224.91	231.133
DB23456	229.48	297.524	331.171	335.756	322.951	308.109	271.118	203.221	113.71
DB123456	230.504	297.19	330.247	336.342	330.012	337.337	346.737	345.499	323.054
DL1	1.681	0.67	2.19	6.251	12.898	40.629	97.521	175.143	274.802
DL2	0.356	3.663	10.404	26.947	55.196	98.569	143.428	148.253	123.589
DL3	3.182	13.523	35.438	69.271	111.643	143.36	123.445	81.246	35.127
DL4	19.703	58.739	102.089	139	130.817	90.312	50.409	23.446	5.948
DL5	81.783	123.39	147.385	119.996	75.597	40.595	17.479	7.025	0.93
DL6	209.233	177.469	117.264	61.387	26.677	10.879	4.47	1.425	0.768

DL12	0.595	3.626	11.83	29.575	66.704	138.659	240.626	323.236	398.233
DL13	2.793	12.709	34.593	71.471	122.9	183.305	220.58	256.209	309.638
DL14	19.666	57.919	101.142	141.083	142.052	130.073	146.802	197.107	273.536
DL15	82.899	122.844	146.643	122.201	86.74	80.312	114.068	179.811	272.178
DL16	210.329	176.978	116.523	63.502	37.6	50.077	99.428	175	274.8
DL22	0.714	7.331	20.815	53.934	110.431	197.116	286.866	296.551	247.235
DL24	19.471	60.459	111.951	165.62	185.887	188.618	193.067	170.357	122.557
DL25	80.287	124.862	157.23	146.671	130.612	138.855	160.292	153.054	121.175
DL26	207.684	179.023	127.113	87.976	81.475	108.621	145.679	148.203	123.747
DL34	22.796	72.159	137.374	208.135	242.429	233.439	173.09	103.366	34.098
DL35	79.469	135.646	182.163	189.038	187.126	183.582	140.209	85.937	32.645
DL36	206.898	189.775	152.037	130.302	137.98	153.342	125.563	81.117	35.223
DL45	100.344	181.864	249.347	258.936	206.33	130.718	67.588	28.773	6.393
DL46	227.735	235.964	219.153	200.17	157.176	100.366	52.562	23.291	5.483
DL56	290.977	300.846	264.574	181.248	101.976	50.772	19.825	7.919	0.769
DL123	2.675	14.15	40.373	88.537	160.249	253.659	327.593	364.012	389.914
DL124	17.183	53.711	100.011	151.058	177.44	205.72	261.194	310.802	357.404
DL125	73.291	111.968	140.882	134.025	127.68	160.94	231.729	295.262	356.19
DL126	187.986	160.701	113.768	81.182	83.446	133.743	218.549	290.877	358.489
DL134	20.165	64.211	122.858	189.297	228.31	246.043	243.19	250.502	277.808
DL135	72.58	121.663	163.363	172.147	178.539	201.219	213.632	234.841	276.486
DL136	187.276	170.4	136.253	119.338	134.307	173.993	200.46	230.498	278.84
DL145	91.271	163.073	223.598	234.893	195.788	153.334	147.287	181.717	244.055
DL146	205.932	211.834	196.486	182.056	151.561	126.146	134.151	177.376	246.369
DL156	262.834	270.27	237.45	165.087	101.811	81.387	104.706	161.853	245.167
DL234	20.39	66.593	132.657	211.405	267.801	298.766	284.857	226.436	141.883
DL235	70.209	123.479	172.881	194.199	218.018	253.858	255.245	210.762	140.578
DL236	184.904	172.212	145.767	141.357	173.784	226.662	242.07	206.385	142.921
DL245	88.909	164.921	233.115	256.911	235.232	206.001	188.9	157.639	108.147
DL246	203.561	213.649	206.002	204.106	191.007	178.813	175.76	153.261	110.451
DL256	260.462	272.08	246.96	187.1	141.251	134.05	146.313	137.738	109.249
DL345	88.17	174.629	255.586	295.051	286.088	246.291	170.963	97.502	29.963
DL346	202.845	223.337	228.444	242.219	241.858	219.057	157.667	92.882	30.801
DL356	259.751	281.774	269.439	225.218	192.106	174.296	128.221	77.358	29.599
DL456	278.525	323.381	329.867	288.137	209.401	126.723	62.779	25.793	5.353
DL1234	16.704	54.892	109.94	177.835	231.605	278.963	310.218	319.938	324.179
DL1235	59.424	102.573	143.558	163.527	190.122	241.553	285.588	306.891	323.1
DL1236	154.986	143.169	120.965	119.499	153.247	218.869	274.596	303.243	325.004
DL1245	74.953	137.089	193.752	215.818	204.499	201.665	230.298	262.6	296.047

DL1246	170.514	177.682	171.154	171.756	167.623	178.988	219.352	259.004	298.01
DL1256	217.949	226.403	205.325	157.617	126.168	141.706	194.793	246.008	296.942
DL1345	74.361	145.167	212.484	247.579	246.869	235.227	215.239	212.275	229.664
DL1346	169.922	185.763	189.891	203.552	209.996	212.547	204.254	208.664	231.578
DL1356	217.351	234.474	224.018	189.368	168.531	175.233	179.734	195.717	230.568
DL1456	232.925	269	274.217	241.66	182.908	135.346	124.449	151.434	203.56
DL2345	72.39	146.678	220.388	265.9	279.733	279.08	249.901	192.182	116.407
DL2346	167.952	187.276	197.799	221.878	242.897	256.406	238.92	188.574	118.321
DL2356	215.386	235.998	231.972	207.742	201.447	219.135	214.409	175.631	117.312
DL2456	230.916	270.512	282.162	260.027	215.787	179.241	159.115	131.338	90.258
DL3456	230.329	278.6	300.876	291.799	258.189	212.795	144.137	81.156	24.635
DL12345	73.287	146.326	219.909	267.625	288.208	309.095	322.763	323.439	322.308
DL12346	168.855	186.955	197.286	223.597	251.337	286.421	311.818	319.844	324.271
DL12356	216.234	235.625	231.441	209.416	209.874	249.136	287.262	306.856	323.247
DL12456	231.808	270.151	281.641	261.711	224.256	209.257	232.015	262.61	296.209
DL13456	231.216	278.232	300.376	293.503	266.624	242.781	216.916	212.275	229.82
DL23456	229.255	279.783	308.293	311.837	299.532	286.677	251.588	192.188	116.564
DL123456	230.109	279.42	307.804	313.553	307.968	316.655	324.477	323.446	322.468
ENV	293.713	346.126	358.108	336.342	330.012	337.337	354.426	392.55	401.814
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1600.275	1574.66	1553.534	1512.523	1496.131	1493.142	1509.469	1564.551	1577.798

8.3.12 A2 (단위:kN,우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9
자중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264
거푸집	0	0	0	0	0	0	0	0	0
합성전	382.016	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	424.05	374.743
합성후	329.834	194.066	139.621	117.491	115.245	112.251	119.488	145.736	192.756
	224.19	193.853	166.867	148.666	139.375	127.568	127.638	148.694	189.641
ENV	329.834	194.066	166.867	148.666	139.375	127.568	127.638	148.694	192.756
ADD	1315.114	1221.38	1194.181	1175.98	1166.689	1154.882	1154.952	1176.008	1170.763
DB1	1.779	0.626	1.886	5.313	11.141	39.744	101.306	194.243	276.413
DB2	0.366	3.703	9.186	26.598	58.503	107.321	157.192	161.484	120.857
DB3	2.835	13.522	35.74	73.852	123.247	157.048	135.575	84.438	32.435
DB4	16.839	62.64	111.342	153.135	144.004	96.389	51.706	20.853	5.219
DB5	81.41	134.093	161.014	131.676	80.5	40.405	16.229	5.391	0.897
DB6	215.721	188.429	124.691	63.196	25.704	8.88	3.792	1.069	0.761
DB12	0.571	3.709	10.103	27.665	68.437	146.651	258.25	355.622	397.15
DB13	2.564	12.849	34.345	74.626	133.004	196.279	236.59	278.542	308.667
DB14	18.125	62.082	109.957	153.858	153.763	135.461	152.128	213.783	274.502
DB15	82.733	133.588	159.7	132.45	90.217	79.464	116.809	197.266	273.816
DB16	217.031	187.977	123.395	63.925	35.254	47.696	102.434	193.738	276.597
DB22	0.732	7.406	18.373	53.197	117.006	214.642	314.382	322.963	241.69
DB24	16.66	64.204	120.16	179.477	202.433	203.5	208.265	181.09	119.068
DB25	79.861	135.495	169.785	158.053	138.883	147.481	172.898	164.548	118.365
DB26	214.154	189.859	133.475	89.505	83.918	115.713	158.546	161.022	121.147
DB34	19.527	76.055	146.946	226.849	267.242	253.247	186.673	104.045	30.679
DB35	78.483	146.69	196.205	205.309	203.675	197.138	151.229	87.455	29.932
DB36	212.756	201.056	159.918	136.785	148.712	165.37	136.855	83.926	32.713
DB45	98.221	196.739	272.353	284.794	224.465	136.65	67.703	24.488	5.785
DB46	232.452	251.043	235.996	216.208	169.487	104.783	53.011	20.318	4.906
DB56	297.068	322.511	285.675	194.763	106.025	48.885	17.701	6.064	0.813
DB123	2.399	13.684	39.032	91.04	172.33	273.227	354.408	396.016	386.524
DB124	14.982	57.201	106.919	162.258	190.97	218.483	278.368	337.691	355.769
DB125	73.13	121.542	151.669	142.99	133.788	168.071	246.563	322.822	355.15
DB126	193.993	170.502	119.02	81.311	84.32	139.468	233.617	319.652	357.646
DB134	17.326	67.815	131	204.871	249.294	263.225	258.911	268.368	276.221
DB135	-71.892	131.629	175.468	185.531	192.081	212.756	227.04	253.439	275.561
DB136	192.725	180.562	142.795	123.853	142.638	184.179	214.12	250.274	278.06
DB145	89.543	176.525	243.829	256.924	210.78	158.099	151.093	195.202	244.872
DB146	210.4	225.459	211.155	195.242	161.312	129.497	138.169	192.035	247.371

DB156	268.526	289.8	255.926	175.976	104.132	79.087	106.365	177.166	246.751
DB234	17.547	69.961	140.311	227.979	293.105	324.491	309.474	238.97	136.339
DB235	69.294	133.318	184.535	208.562	235.88	273.977	277.552	223.995	135.648
DB236	190.156	182.277	151.866	146.885	186.436	245.398	264.609	220.828	138.145
DB245	86.946	178.213	252.896	279.953	254.577	219.298	201.602	165.757	104.959
DB246	207.803	227.148	220.222	218.272	205.11	190.716	188.658	162.589	107.456
DB256	265.956	291.515	264.998	199.008	147.931	140.306	156.854	147.719	106.836
DB345	85.706	188.298	276.675	322.497	312.894	264.006	182.083	96.377	25.371
DB346	206.563	237.234	244.002	260.816	263.428	235.427	169.161	93.211	27.87
DB356	264.712	301.577	288.773	241.548	206.225	185.014	137.356	78.341	27.251
DB456	282.46	346.614	357.291	313.081	224.957	130.562	62.133	21.571	4.929
DB1234	14.414	57.769	115.889	190.585	251.587	299.848	333.649	344.736	320.798
DB1235	58.78	110.779	152.846	174.423	203.91	257.762	307.076	332.272	320.224
DB1236	159.503	151.568	125.605	123.017	162.685	233.939	296.284	329.626	322.315
DB1245	73.506	148.179	209.815	233.92	219.46	212.192	243.772	283.741	294.649
DB1246	174.206	188.966	182.574	182.517	178.26	188.374	233.004	281.099	296.742
DB1256	222.676	242.609	219.884	166.467	130.602	146.377	206.51	268.726	296.219
DB1345	72.468	156.577	229.638	269.371	268.072	249.447	227.516	225.912	228.328
DB1346	173.168	197.363	202.395	217.965	226.85	225.628	216.75	223.291	230.425
DB1356	221.637	251.006	239.705	201.915	179.191	183.63	190.253	210.895	229.897
DB1456	236.34	288.404	296.674	261.414	194.764	138.063	126.951	162.365	204.323
DB2345	70.307	158.007	237.177	288.555	304.57	300.461	269.605	201.385	111.732
DB2346	171.028	198.777	209.956	237.151	263.348	276.641	258.837	198.741	113.824
DB2356	219.474	252.419	247.267	221.122	215.69	234.642	232.318	186.343	113.295
DB2456	234.177	289.814	304.233	280.599	231.262	189.075	169.038	137.816	87.722
DB3456	233.139	298.211	324.055	316.047	279.853	226.33	152.783	80.008	21.405
DB12345	71.344	157.674	236.253	289.176	311.897	329.922	345.392	346.995	318.916
DB12346	172.067	198.465	209.014	237.792	270.673	306.081	334.621	344.35	321.008
DB12356	220.509	252.082	246.319	221.739	223.013	264.082	308.105	331.974	320.483
DB12456	235.24	289.506	303.293	281.241	238.589	218.517	244.825	283.447	294.91
DB13456	234.202	297.903	323.114	316.689	287.178	255.77	228.568	225.617	228.589
DB23456	232.038	299.314	330.673	335.874	323.676	306.782	270.655	201.068	111.988
DB123456	233.075	298.981	329.749	336.494	331.001	336.243	346.421	346.698	319.175
DL1	1.714	0.711	2.2	6.279	13.282	40.979	97.785	181.764	269.167
DL2	0.343	4.256	10.465	27.238	56.088	98.9	143.585	149.54	120.826
DL3	3.104	14.973	35.644	69.817	112.69	143.009	123.036	79.808	34.481
DL4	19.806	60.98	102.321	139.241	130.795	89.219	50.063	21.968	5.963
DL5	83.297	124.229	146.965	119.521	75.233	39.818	17.357	6.255	0.952
DL6	213.379	174.031	116.199	60.923	26.435	10.575	4.464	1.237	0.751

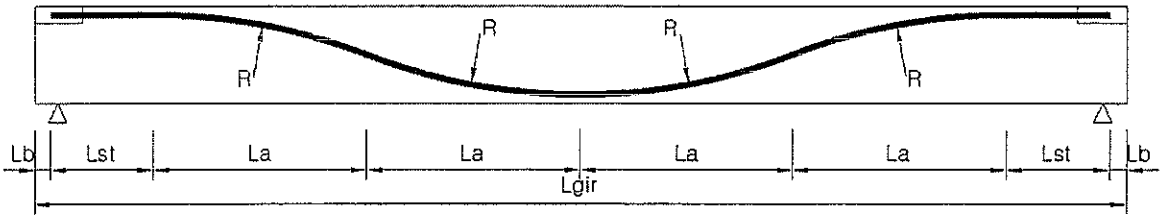
DL12	0.599	4.269	11.881	29.887	68.004	139.353	241.05	331.166	389.853
DL13	2.724	14.191	34.793	72.055	124.354	183.322	220.437	261.408	303.383
DL14	19.784	60.176	101.364	141.356	142.435	129.344	146.738	202.065	268.059
DL15	84.443	123.673	146.216	121.76	86.779	79.901	114.205	185.594	266.66
DL16	214.501	173.534	115.452	63.074	37.756	50.127	99.682	181.465	269.188
DL22	0.687	8.519	20.939	54.517	112.215	197.777	287.182	299.127	241.706
DL24	19.537	63.287	112.259	166.146	186.757	187.853	192.896	169.964	119.928
DL25	81.741	126.325	156.888	146.484	131.138	138.41	160.324	153.486	118.506
DL26	211.765	176.216	126.126	87.801	82.119	108.636	145.827	149.317	120.985
DL34	22.82	75.844	137.808	208.916	243.452	231.992	172.352	100.25	33.586
DL35	80.814	138.075	181.946	189.107	187.808	182.458	139.676	83.648	32.094
DL36	210.87	187.932	151.176	130.384	138.78	152.678	125.146	79.509	34.579
DL45	101.94	184.973	249.158	258.701	205.943	128.849	67.109	26.524	6.453
DL46	231.958	234.799	218.318	199.945	156.904	98.955	52.207	21.622	5.508
DL56	296.63	298.247	263.089	180.305	101.363	49.676	19.701	6.959	0.786
DL123	2.594	16.018	40.614	89.325	162.361	253.972	327.607	369.85	381.798
DL124	17.251	56.285	100.282	151.565	178.589	205.363	261.28	316.423	349.989
DL125	74.631	113.278	140.569	133.89	128.519	160.87	231.996	301.625	348.739
DL126	191.69	158.166	112.875	81.059	84.391	134.086	218.921	297.853	350.954
DL134	20.195	67.556	123.243	190.035	229.597	245.072	242.765	253.671	272.297
DL135	73.821	123.842	163.163	172.243	179.518	200.537	213.391	238.753	270.941
DL136	190.881	168.734	135.472	119.445	135.392	173.726	200.323	235.025	273.21
DL145	92.737	165.856	223.419	234.709	195.801	151.978	147.115	185.412	239.208
DL146	209.762	210.774	195.727	181.882	151.681	125.205	134.083	181.683	241.438
DL156	267.948	267.924	236.107	164.271	101.621	80.732	104.82	166.903	240.199
DL234	20.38	70.443	133.119	212.37	269.526	297.761	284.336	224.788	138.937
DL235	71.368	126.229	172.757	194.523	219.436	253.145	254.909	209.86	137.597
DL236	188.427	171.118	145.063	141.692	175.308	226.364	241.839	206.097	139.856
DL245	90.293	168.276	233.012	256.954	235.684	204.614	188.633	156.52	105.865
DL246	207.308	213.16	205.32	204.16	191.566	177.841	175.597	152.754	108.085
DL256	265.494	270.306	245.694	186.512	141.5	133.364	146.332	137.973	106.846
DL345	89.456	178.855	255.596	295.326	286.681	244.294	170.184	93.976	29.561
DL346	206.495	223.716	227.874	242.504	242.557	217.474	156.996	89.925	30.34
DL356	264.684	280.869	268.285	224.862	192.495	172.999	127.732	75.144	29.101
DL456	283.685	323.088	328.738	287.506	208.827	124.755	62.338	23.597	5.415
DL1234	16.702	58.125	110.321	178.667	233.348	278.402	309.982	323.544	317.516
DL1235	60.416	104.858	143.45	163.826	191.608	241.234	285.507	311.117	316.408
DL1236	157.948	142.251	120.374	119.807	154.821	218.895	274.602	307.979	318.242
DL1245	76.132	139.879	193.662	215.882	205.18	200.784	230.274	266.644	289.937

DL1246	173.663	177.268	170.581	171.829	168.393	178.453	219.415	263.56	291.83
DL1256	222.168	224.919	204.265	157.155	126.68	141.409	195.007	251.181	290.732
DL1345	75.457	148.681	212.488	247.835	247.668	233.837	214.792	214.278	225.143
DL1346	172.989	186.073	189.411	203.817	210.883	211.503	203.893	211.178	226.986
DL1356	221.489	233.713	223.052	189.099	169.16	174.427	179.524	198.848	225.946
DL1456	237.25	268.743	273.269	241.158	182.732	133.979	124.296	154.385	199.519
DL2345	73.418	150.667	220.456	266.347	280.897	277.665	249.375	190.173	114.022
DL2346	170.95	188.062	197.384	222.334	244.149	255.335	238.48	187.075	115.866
DL2356	219.455	235.714	231.069	207.663	202.441	218.303	214.12	174.75	114.826
DL2456	235.171	270.733	281.277	259.714	215.976	177.848	158.884	130.275	88.356
DL3456	234.503	279.545	300.086	291.679	258.495	210.893	143.48	78.073	24.307
DL12345	74.342	150.31	219.973	268.1	289.677	307.954	322.435	326.407	315.715
DL12346	171.88	187.734	196.866	224.081	252.894	285.626	311.578	323.323	317.608
DL12356	220.328	235.335	230.534	209.365	211.173	248.579	287.172	310.953	316.554
DL12456	236.089	270.365	280.752	261.426	224.751	208.139	231.983	266.525	290.097
DL13456	235.416	279.17	299.581	293.41	267.234	241.153	216.46	214.148	225.297
DL23456	233.387	281.197	307.561	311.935	300.508	285.023	251.053	190.05	114.178
DL123456	234.266	280.828	307.068	313.679	309.249	315.276	324.141	326.284	315.874
ENV	297.068	346.614	357.291	336.494	331.001	336.243	354.408	396.016	397.15
군중	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MAX(∑)	1612.182	1567.994	1551.472	1512.474	1497.69	1491.125	1509.36	1572.024	1567.913

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 58.895 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.215 m , La = 10.425 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.356 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.215 + 0.356 × 58.895 = 22.175 m

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수(μ) = 0.250
- 파상마찰계수(κ) = 0.005

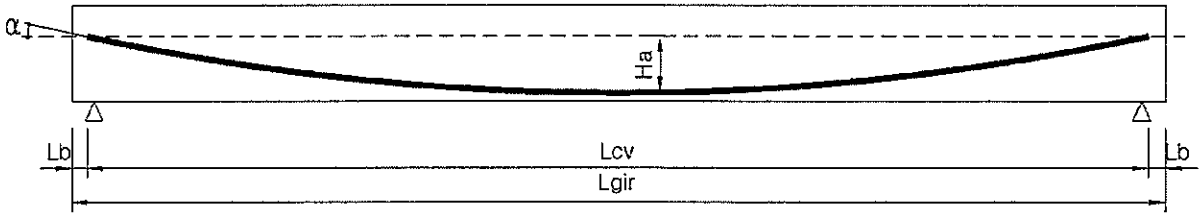
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 244549 N

(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 22.065 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 218454 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 44.130 m

▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

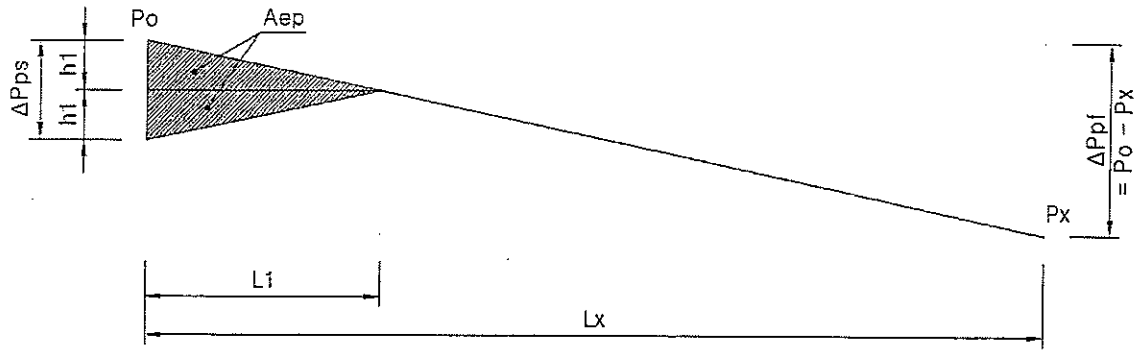
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.475	0.003030	0.13291	44.261	22.131	0.250	0.005	410065
T3	1.025	0.002105	0.09264	44.193	22.097	0.250	0.005	382801
T4	0.575	0.001181	0.05207	44.150	22.075	0.250	0.005	355216
T5	0.125	0.000257	0.01133	44.131	22.065	0.250	0.005	327396

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 mm

▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = ΔPpf / Lx

▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L1)

Aep = $\Delta \ell$ · Ap · Ep

h1 = ΔPpf × L1 / Lx = p × L1

Aep = h1 × L1 = p × $L1^2$

L1 = $\sqrt{Aep/p}$

▷ 긴장단에서의 손실력(ΔPps) = 2 · p · L1

▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔPpx)

Lx ≤ L1 이면 ΔPpx = ΔPps · (1 − Lx / L1)

Lx > L1 이면 ΔPpx = 0

단위	Lx	p	Aep	L1	ΔPps	ΔPpx
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	22.065	4950	1508400	17.456	172823	0
C2	22.065	4950	1508400	17.456	172823	0
T1	22.175	11028	1165080	10.279	226702	0
T2	22.131	18529	2496600	11.608	430164	0
T3	22.097	17324	2496600	12.005	415937	0
T4	22.075	16091	2496600	12.456	400867	0
T5	22.065	14837	2496600	12.972	384932	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

▶ 긴장순서는 T2 → T5 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $fcir = \varepsilon c \cdot Eci$, $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept$, $\varepsilon c = \varepsilon p$

▶ $\Delta fpe = \varepsilon p \cdot Ept = (Ept/Eci) \cdot fcir = n \cdot fcir$

$fcir = \Sigma fpsi + fsw / N$

$(Ept / Eci) = n$

$fsw = Msw \cdot e / Inet$

$\Sigma fpsi =$
- ①강선 경우 : $fps2 + fps3 + fps4 \cdots fpsN$
- ②강선 경우 : $fps3 + fps4 \cdots fpsN$
- ③강선 경우 : $fps4 \cdots fpsN$
- ...
- ⓝ강선 경우 : 0

$fpsi = Pr / Anet + Pr \cdot e^2 / Inet$

- 긴장회수(N) = 4 회
- PS 강연선의 탄성계수(Ept) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(Eci) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $Pr = Po - \Delta Ppf - \Delta Pps$
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 0.91095 m^2 , Inet = 0.50658 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 5979500 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3060000	-410065	0	2649935	-0.780362	4
T3	3060000	-382801	0	2677199	-0.780362	1
T4	3060000	-355216	0	2704784	-0.780362	2
T5	3060000	-327396	0	2732604	-0.780362	3

	fpsi	∑fpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.157	18.600	-2.303	16.297	112.124	233.273
T4	6.221	12.379	-2.303	10.076	69.325	144.231
T5	6.285	6.094	-2.303	3.791	26.084	54.267
T2	6.094	0.000	-2.303	-2.303	-15.843	-32.962
Σ	24.757	37.073	-9.211	27.862	191.689	398.810

Δfpe의 평균치 : 47.922 MPa

ΔPpe의 평균치 : 99.702 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활등에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N·m)
C1	-675000	109227	0	0	-565773	1.06964	-605172
C2	-675000	109227	0	0	-565773	1.06964	-605172
PS강봉 소계(압축)					-1131546	1.06964	-1210345
T1	1350000	-244549	0	0	1105451	-0.79036	-873706
T2	3060000	-410065	0	32962	2682897	-0.78036	-2093630
T3	3060000	-382801	0	-233273	2443926	-0.78036	-1907146
T4	3060000	-355216	0	-144231	2560553	-0.78036	-1998157
T5	3060000	-327396	0	-54267	2678337	-0.78036	-2090072
PS강연선 소계(인장)					11471164	-0.78168	-8962713

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			5979.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1132	1.070	-1210.34	
	강선	gs	11471	-0.782	-8962.71	
합성전 고정하중		bl			4103.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2679.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3488.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905			
fsw	MPa			14.101	-10.687			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10340 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1132}{0.002514} = 450.098 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11471}{0.0092929} = -1234.401 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10340}{0.911} + \frac{-10173}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
fps	MPa			-12.640	29.532	450.098	-1234.401	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4103.80}{0.56106} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.225	-0.875	1.100	-0.751	
fbl	MPa			8.957	-6.403	52.070	-35.582	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2679.00}{1.22551} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.966	0.726	0.726	-1.374	0.601	-1.250	
fal	MPa	1.901	1.429	1.588	-3.003	8.509	-17.687	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3488.4 + 0}{1.22551} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.966	0.726	0.726	-1.374	0.601	-1.250	
fll	MPa	2.475	1.861	2.067	-3.910	11.080	-23.031	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.5689} + n \cdot \frac{422.8}{1.2255} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.966	0.726	0.726	-1.374	0.601	-1.250	
fsh	MPa	0.106	0.031	0.035	-0.689	-0.053	4.187	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.82 - 7 \times 8.23 = 156.256$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 27.05 + -9.23 = 17.82$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.50 + -2.73 = -8.23$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10340}{0.911} + \frac{-10173}{0.50658} \quad -0.782 = 27.048 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \quad -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4104}{0.56106} \quad -0.751 = -5.496 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2679}{1.22551} \quad -1.250 = -2.732 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -156.256 \times 0.0093 = -1452.072$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1452.072}{1.5689} + n \cdot \frac{1814.779}{1.2255} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.966	0.726	0.726	-1.374	0.601	-1.250	
fcr	MPa	0.455	0.135	0.150	-2.960	-0.228	17.974	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 450.10\ + 52.07\ +\ 8.51\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.320\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.320 \times 0.0025 = -38.515\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.515}{1.5689} + n \cdot \frac{-23.158}{1.2255} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.966	0.726	0.726	-1.374	0.601	-1.250	
frgb	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.232	-0.006	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	251.878	0.000	36.400	156.256	7.736
T2	0.002081	197.099	15.843	36.400	156.256	9.986
T3	0.002081	183.995	-112.124	36.400	156.256	23.700
T4	0.002081	170.736	-69.325	36.400	156.256	20.348
T5	0.002081	157.3639	-26.084	36.400	156.256	16.960
Σ	0.009293	961.072	-191.689	182.000	781.280	78.730
avg	0.001859	192.214	-38.338	36.400	156.256	15.746

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.746 \times 0.0093 = -146.33\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-146.33}{1.5689} + n \cdot \frac{182.88}{1.2255} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.966	0.726	0.726	-1.374	0.601	-1.250	
frgs	MPa	0.046	0.014	0.015	-0.298	-0.023	1.811	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 5.6106E+11 / 27804.0636 \times 2791065600 = 223.339$

$B = 1 + m = 1 + 223.339 = 224.339$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.22461835 - 223.339 \times 0.12 = -25.576$ m

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.500 + 0.568 + 223.339 \times 0.005 + 223.339 \times 0.014$

$= 6.356$

$P = (1383.68 + 1150.0754) / 2 \times (138.7 \times 67)$

$= 11772968$ N

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1678656.549$ N

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -199469.355$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 104958.818$ N

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 11965.968$ N.m

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.802$ MPa

$f_{C2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.972$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.622$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.818$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.153$ MPa

$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.208$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.413$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.113$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.225	-0.875	1.100	-0.751	
fcr2	MPa	2.802	2.972	-6.622	1.818	-5.946	1.561	
fsh2	MPa	-0.153	-0.208	0.413	-0.113	0.371	-0.097	
f2	MPa	2.649	2.764	-6.209	1.706	-5.576	1.464	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G8거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			5979.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1132	1.070	-1210.34	
	강선	gs	11471	-0.782	-8962.71	
합성전 고정하중		bl			4384.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2412.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3015.20	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905			
fsw	MPa			14.101	-10.687			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10340 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1132}{0.002514} = 450.098 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11471}{0.0092929} = -1234.401 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10340}{0.911} + \frac{-10173}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
fps	MPa			-12.640	29.532	450.098	-1234.401	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4384.60}{0.56106} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.225	-0.875	1.100	-0.751	
fbl	MPa			9.570	-6.841	55.633	-38.017	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2412.10}{1.23447} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.960	0.720	0.720	-1.380	0.595	-1.256	
fal	MPa	1.687	1.265	1.406	-2.697	7.521	-15.895	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3015.2 + 0}{1.23447} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.960	0.720	0.720	-1.380	0.595	-1.256	
fll	MPa	2.109	1.582	1.758	-3.372	9.402	-19.869	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.5814} + n \cdot \frac{422.8}{1.2345} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.960	0.720	0.720	-1.380	0.595	-1.256	
fsh	MPa	0.103	0.029	0.033	-0.687	-0.067	4.171	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.82 - 7 \times 8.31 = 155.654$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 27 + -9.23 = 17.82$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.87 + -2.44 = -8.31$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10340}{0.911} + \frac{-10173}{0.50658} \quad -0.782 = 27.048 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \quad -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4385}{0.56106} \quad -0.751 = -5.872 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2412}{1.23447} \quad -1.250 = -2.442 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -155.654 \times 0.0093 = -1446.476$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1446.476}{1.5814} + n \cdot \frac{1807.785}{1.2345} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.960	0.720	0.720	-1.380	0.595	-1.256	
fcr	MPa	0.441	0.125	0.139	-2.936	-0.285	17.834	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 450.10\ +\ 55.63\ +\ 7.52\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.398\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.398 \times 0.0025 = -38.709\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.709}{1.5814} + n \cdot \frac{-23.274}{1.2345} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.960	0.720	0.720	-1.380	0.595	-1.256	
frgb	MPa	-0.038	-0.034	-0.038	0.002	-0.231	-0.005	

10.2.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	251.878	0.000	36.400	155.654	7.766
T2	0.002081	197.099	15.843	36.400	155.654	10.016
T3	0.002081	183.995	-112.124	36.400	155.654	23.730
T4	0.002081	170.736	-69.325	36.400	155.654	20.378
T5	0.002081	157.364	-26.084	36.400	155.654	16.990
Σ	0.009293	961.072	-191.689	182.000	778.269	78.880
avg	0.001859	192.214	-38.338	36.400	155.654	15.776

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.776 \times 0.0093 = -146.61\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-146.61}{1.5814} + n \cdot \frac{183.23}{1.2345} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.960	0.720	0.720	-1.380	0.595	-1.256	
frgs	MPa	0.045	0.013	0.014	-0.298	-0.029	1.808	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.56106124 / 27804.0636 \times 0.00262103 = 237.828$

$B = 1 + m = 1 + 237.828 = 238.828$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.22461835 - 237.828 \times 0.12 = -27.315\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.500 + 0.568 + 237.828 \times 0.005 + 237.828 \times 0.014$

$= 6.634$

$P = (1383.68 + 1150.71668) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11775947\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1729963.768\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -206382.944\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 102864.712\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 11764.629\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 3.113$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.224$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.827$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.875$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.162$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.215$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.405$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.111$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.225	-0.875	1.100	-0.751	
fcr2	MPa	3.113	3.224	-6.827	1.875	-6.130	1.610	
fsh2	MPa	-0.162	-0.215	0.405	-0.111	0.363	-0.095	
f2	MPa	2.951	3.009	-6.422	1.765	-5.766	1.515	

10.3 G9거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			5979.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1132	1.070	-1210.34	
	강선	gs	11471	-0.782	-8962.71	
합성전 고정하중		bl			3865.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1690.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3472.50	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905			
fsw	MPa			14.101	-10.687			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10340 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1132}{0.002514} = 450.098 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11471}{0.0092929} = -1234.401 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10340}{0.911} + \frac{-10173}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
fps	MPa			-12.640	29.532	450.098	-1234.401	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3865.70}{0.56106} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.225	-0.875	1.100	-0.751	
fbl	MPa			8.438	-6.031	49.049	-33.518	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1690.00}{1.19938} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.986	0.74C	0.746	-1.354	0.621	-1.230	
fal	MPa	1.250	0.946	1.051	-1.908	5.663	-11.223	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3472.5 + 0}{1.19938} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.986	0.746	0.746	-1.354	0.621	-1.230	
fll	MPa	2.569	1.943	2.159	-3.921	11.636	-23.059	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$\Delta fsh = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot Hr) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4$ Mpa

여기서, Hr은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0093 = -338.26$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-338.3}{1.5334} + n \cdot \frac{422.8}{1.1994} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.986	0.746	0.746	-1.354	0.621	-1.230	
fsh	MPa	0.114	0.038	0.042	-0.698	-0.011	4.235	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.82 - 7 \times 6.94 = 165.286$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 27.05 + -9.23 = 17.82$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.18 + -1.76 = -6.94$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10340}{0.911} + \frac{-10173}{0.50658} \quad -0.782 = 27.048 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \quad -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3866}{0.56106} \quad -0.751 = -5.177 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1690}{1.19938} \quad -1.250 = -1.761 \text{ MPa}$$

여기서, fcir은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -165.286 \times 0.0093 = -1535.983$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1535.983}{1.5334} + n \cdot \frac{1919.650}{1.1994} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.986	0.746	0.746	-1.354	0.621	-1.230	
fcr	MPa	0.519	0.173	0.192	-3.169	-0.052	19.232	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta frgb = (fps + fbl + fal) \times 3\%$$

$$= (\ 450.10\ + 49.05 + 5.66\ ) \times 0.03 = 15.144\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.144 \times 0.0025 = -38.073\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.073}{1.5334} + n \cdot \frac{-22.892}{1.1994} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.986	0.746	0.746	-1.354	0.621	-1.230	
frgb	MPa	-0.039	-0.035	-0.039	0.001	-0.237	-0.009	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta frgs = 35 - 0.07 \cdot \Delta fpf - 0.1 \cdot \Delta fpe - 0.05 \cdot (\Delta fsh + \Delta fcr)$$

	Ags	Δfpf	Δfpe	Δfsh	Δfcr	Δfrgs
T1	0.000971	251.878	0.000	36.400	165.286	7.284
T2	0.002081	197.099	15.843	36.400	165.286	9.534
T3	0.002081	183.995	-112.124	36.400	165.286	23.248
T4	0.002081	170.736	-69.325	36.400	165.286	19.897
T5	0.002081	157.364	-26.084	36.400	165.286	16.509
Σ	0.009293	961.072	-191.689	182.000	826.428	76.472
avg	0.001859	192.214	-38.338	36.400	165.286	15.294

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -15.294 \times 0.0093 = -142.13\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-142.13}{1.5334} + n \cdot \frac{177.63}{1.1994} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.986	0.746	0.746	-1.354	0.621	-1.230	
frgs	MPa	0.048	0.016	0.018	-0.293	-0.005	1.780	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$m = Ec1 \times Ic1 / (Ec2 \times Ic2)$

$= 30891.0501 \times 0.56106124 / 27804.0636 \times 0.00262103 = 237.828$

$B = 1 + m = 1 + 237.828 = 238.828$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.22461835 - 237.828 \times 0.12 = -27.315\ m$

$F = Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2$

$= 1.500 + 0.568 + 237.828 \times 0.005 + 237.828 \times 0.014$

$= 6.634$

$P = (1383.68 + 1140.45993) / 2 \times 138.7 \times 67 = 11728290\ N$

$K = \phi_\infty / (1 + \phi_\infty) = 0.792$

$K' = \phi_t / (1 + \phi_\infty) = 0.500$

여기서, $\phi_\infty = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$N_\phi = - K' / (C^2 - BF)$

$\times [P \{ B (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - C ep3 \}$

$+ Md1 \times (C - B Y_1')]$

$- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1')$

$= -1576237.101\ N$

$M_\phi = - K' / (BF - C^2)$

$\times [P \{ C (Y_1' ep3 - \gamma_{c1}^2) - F ep3 \}$

$+ Md1 \times (F - C Y_1')]$

$- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1')$

$= -187156.159\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 102864.712\ N$

$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF)) \times (1 / (1 + \phi_\infty))$

$= 11764.629\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{c2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.795$ MPa

$f_{c2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.978$ MPa

$f_{c1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.218$ MPa

$f_{c1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.707$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$f_{s2}' = -N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= -0.162$ MPa

$f_{s2} = -N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= -0.215$ MPa

$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= 0.405$ MPa

$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= -0.111$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.225	-0.875	1.100	-0.751	
fcr2	MPa	2.795	2.978	-6.218	1.707	-5.583	1.466	
fsh2	MPa	-0.162	-0.215	0.405	-0.111	0.363	-0.095	
f2	MPa	2.634	2.763	-5.813	1.597	-5.220	1.371	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.831

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			14.101	-10.687	0.000	0.000	
2	fps			-12.640	29.532	450.098	-1234.401	
계				1.461	18.845	450.098	-1234.401	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.957	-6.403	52.070	-35.582	
4	fal	1.901	1.429	1.588	-3.003	8.509	-17.687	
5	fll	2.475	1.861	2.067	-3.910	11.080	-23.031	
6	fsh	0.106	0.031	0.035	-0.689	-0.053	4.187	
7	fcr	0.455	0.135	0.150	-2.960	-0.228	17.974	
8	frgb	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.232	-0.006	
9	frgs	0.046	0.014	0.015	-0.298	-0.023	1.811	
10	f2	2.649	2.764	-6.209	1.706	-5.576	1.464	
계		7.593	6.199	8.025	3.288	515.645	-1285.272	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-565.773	-565.773	1105.451	2682.897	2443.926	2560.553	±2678.337
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	±0.0021
fps	(MPa)	-450.098	-450.098	1138.584	1289.544	1174.682	1230.739	±1287.353
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.000
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

11.2 G2~G8거더 응력산출

1) G2~G8거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.832

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			14.101	-10.687	0.000	0.000	
2	fps			-12.640	29.532	450.098	-1234.401	
계				1.461	18.845	450.098	-1234.401	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.570	-6.841	55.633	-38.017	
4	fal	1.687	1.265	1.406	-2.697	7.521	-15.895	
5	fll	2.109	1.582	1.758	-3.372	9.402	-19.869	
6	fsh	0.103	0.029	0.033	-0.687	-0.067	4.171	
7	fcr	0.441	0.125	0.139	-2.936	-0.285	17.834	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.038	0.002	-0.231	-0.005	
9	frgs	0.045	0.013	0.014	-0.298	-0.029	1.808	
10	f2	2.951	3.009	-6.422	1.765	-5.766	1.515	
계		7.299	5.989	7.920	3.781	516.276	-1282.859	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-565.773	-565.773	1105.451	2682.897	2443.926	2560.553	2678.337
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-450.098	-450.098	1138.584	1289.544	1174.682	1230.739	1287.353
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

11.3 G9거더 응력산출

1) G9거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.824

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			14.101	-10.687	0.000	0.000	
2	fps			-12.640	29.532	450.098	-1234.401	
계				1.461	18.845	450.098	-1234.401	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.438	-6.031	49.049	-33.518	
4	fal	1.250	0.946	1.051	-1.908	5.663	-11.223	
5	fll	2.569	1.943	2.159	-3.921	11.636	-23.059	
6	fsh	0.114	0.038	0.042	-0.698	-0.011	4.235	
7	fcr	0.519	0.173	0.192	-3.169	-0.052	19.232	
8	frgb	-0.039	-0.035	-0.039	0.001	-0.237	-0.009	
9	frgs	0.048	0.016	0.018	-0.293	-0.005	1.780	
10	f2	2.634	2.763	-5.813	1.597	-5.220	1.371	
계		7.094	5.844	7.508	4.422	510.921	-1275.592	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	15	15
P_{CT}	(kN)	-565.773	-565.773	1105.451	2682.897	2443.926	2560.553	2678.337
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00208	0.00208
fps	(MPa)	-450.098	-450.098	1138.584	1289.544	1174.682	1230.739	1287.353
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I}$$

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)

L : 지간

E : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)

P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)

e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	5979.50	30891	0.5066	77.06
합성전 고정하중	4103.80	30891	0.5611	47.75
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.2255	9.24
프리스트레스 도입직후	-10173.06	30891	0.5066	-131.10
프리스트레스 손실	1655.90	30891	1.2255	8.82
활하중	3488.40	30891	1.2255	18.58

(2) G2~G8 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	5979.50	30891	0.5066	77.06
합성전 고정하중	4384.60	30891	0.5611	51.02
합성후 고정하중	2412.10	30891	1.2345	13.34
프리스트레스 도입직후	-10173.06	30891	0.5066	-131.10
프리스트레스 손실	1655.90	30891	1.2255	8.82
활하중	3015.20	30891	1.2255	16.06

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.465$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수)

= 267.868 mm

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} =$ 0.48

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.47

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25(=$ 669 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.465 ×2.425 ×0.482 = 1.712

$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.712 × 0.47 = 0.805

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b, t' = 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

$\Phi o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.217

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

= (2 ×거더단면적(m^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(m) ×거더갯수)

= 267.868

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} =$ 0.39

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.98

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25(=$ 669 일 < 1500 일

$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.217 ×2.425 ×0.391 = 1.154

$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$

= 1.154 × 0.98 = 1.131

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.805)

= 0.805 × (77.06 + -131.10) = -43.50 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{ps})$ (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (77.06 + 47.75 + 9.24 + -122.28)

= 13.31 mm

(4) G2~G8 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.805)

= 0.805 × (77.06 + -131.10) = -43.50 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{ps})$ (Φ_t = 1.131)

= 1.131 × (77.06 + 51.02 + 13.34 + -122.28)

= 21.65 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G8 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-54.04	-54.04	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-97.55	-97.55	
바닥판 타설 후	-49.80	-46.53	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-18.42	-2.72	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{ps}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	18.58	16.06	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 44 / 800 = 55 mm

(1) G1 거더

δv = 18.58 < δa = 55.00 ---------- O.K

(2) G2~G8 거더

δv = 16.06 < δa = 55.00 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 24091050.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2750.0	mm	(압축 플랜지의 폭)		
dp =	2216.0	mm			
Ap1 =	0.0092929	m^2	=	9292.9	mm^2 (강연선 총면적)
Ap2 =	0.002514	m^2	=	2514	mm^2 (강봉 총면적)
Fck =	27	MPa	(슬래브 콘크리트 강도)		
Fck =	40	MPa	(빔 콘크리트 강도)		
Fput =	1900	MPa	(극한인장강도)		
Fpyt =	1600	MPa	(항복강도)		
Fpuc =	1050	MPa	(극한인장강도)		
Fpyc =	950	MPa	(항복강도)		

3) 계수 산정

rp1 = 0.28 (0.40-응력제거강재, 0.28-저릴랙세이션강재, 0.55-강봉)

β1 = 0.85 - [0.007 × (Fck - 28)] = 0.857

ρp1 = Ap / (b × dp) = 0.001525

4) PS강재의 응력계산(Fps) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

Fps = Fput ×[1 - (rp1/β1) × ρp1 × (Fput / Fck)] = 1833.4 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 270.0 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 270.0 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.104

qp (=0.104) < 0.36 × β1 (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

Φ · Mn = Φ [Apw × Fps × dp × (1 - 0.59 × Apw × Fps / (bo × dp × Fck))
'+ 0.85 × Fck (b - bo) × t × (dp - 0.5 t)] = 45238.58 kN · m

Φ · Mn (=45238.582) > Mu (=24091.05) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -25400.945 kN · m

fpe = 24.546 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.687 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.560 m^3

1.2 · Mcr (=-25400.94 < Φ · Mn (=45238.582) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G9 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	583.15	4.53
합성전	364.28	1.64
합성후	309.04	17.48
활하중	393.75	19.50

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2480.0 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 9524.1 kN · m

fpe = 24.546 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.687 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.560 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 66.78 kN · m

d = 2100 - (1975 + 1,600 + 1,150 + 700) / 4 = 743.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

743.75 mm < 0.8 × H = 1680 mm ∴ d = 1680.00 mm

Vd = 583.15 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1721.88 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 246578.29 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1190.03 kN

∴ Vci = 246578.29 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 9010538 N = 9010.54 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9924372 / 910953 = 10.894 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8792827 × 0.2448 = 2152819.48 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 9010.5 kN

3) øVc = 0.80 × 9010.5 = 7208.4 kN

1/2 øVc = 3,604.215 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1575mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D16 × 2 EA = 397.2 mm^2 ---------- O.K

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G9 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	558.56	309.44
합성전	355.40	196.28
합성후	299.74	149.94
활하중	376.53	200.94

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2387.3 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 9524.1 kN · m

fpe = 24.546 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.687 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.560 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 882.11 kN · m

d = 2100 - (1975 + 1,600 + 1,150 + 700) / 4 = 743.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

743.75 mm < 0.8 × H = 1680 mm ∴ d = 1680.00 mm

Vd = 558.56 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1661.22 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 18601.09 kN > 0.14 √fck × bw × d = 297.51 kN

∴ Vci = 18601.09 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3867249.21 N = 3867.25 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9924372 / 910953 = 10.894 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8792827 × 0.2448 = 2152819.48 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3867.2 kN

3) øVc = 0.80 × 3867.2 = 3093.8 kN

1/2 øVc = 1,546.900 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1575mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 210.819 mm^2

Avmin = 210.819 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 186.667 mm^2 ------- O.K

Avall = Max(Av, Avmin) = 210.819 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G9 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	435.86	2006.70
합성전	299.67	1326.30
합성후	241.42	1083.40
활하중	331.83	1309.70

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1983.5 kN

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 Vc (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

- Vc는 Vci 또는 Vcw 중에서 작은 값으로 한다.

1) 전단강도 Vci (휨 전단강도)

Vci = 0.05 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) - 9524.1 kN · m

fpe = 24.546 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.687 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.5595 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 5948.47 kN · m

d = 2100 - (1975 + 1,600 + 1,150 + 700) / 4 = 743.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

743.75 mm < 0.8 × H = 1680 mm ∴ d = 1680.00 mm

Vd = 435.86 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1416.85 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 2810.65 kN > 0.14 √fck × bw × d = 297.51 kN

∴ Vci = 2810.65 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3867249.21 N = 3867.25 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9924372 / 910953 = 10.894 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8792827 × 0.2448 = 2152819.48 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 2810.6 kN

3) øVc = 0.80 × 2810.6 = 2248.5 kN

1/2 øVc = 1,124.259 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=0mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

Avmin = 0.0625 × √fck × bw × s / fy = 105.409 mm^2

Avmin = 105.409 mm^2 > 0.35 × bw × s / fy = 93.333 mm^2 ------- O.K

Avail = Max(Av, Avmin) = 105.409 mm^2

Avuse = D13 × 2 EA = 253.4 mm^2 ---------- O.K

14.4 수평 전단 강도 검토(주거더와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.074$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.55 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 797500$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.074 \times 797500 = 59015$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 59015 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.054$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.194$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 957000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.194 \times 957000 = 185658$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 185658 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.169$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$vd = 1256.5 \times 1000 / (0.800 \times 1.872) = 0.839$ MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.340 - 0.700 = 1.640 m ≤ 0.8 x 2.3 = 1.872 m

dp = 1.872 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 393.8 x 1000 /{ 0.800 x 1.872) = 0.263 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.340 - 0.700 = 1.640 m ≤ 0.8 x 2.3 = 1.872 m

dp = 1.872 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.839 + 2.15 x 0.263

= 1.656 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

② 1.3 x vd + 1.3 x vl + 1.3 x vt

= 1.3 x(0.839 + 0.263 + 0.054)

= 1.503 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.054 + 0.169)

= 0.290 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 ㎜ 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.

- 최대 전단철근 간격

a. bw x 4 = 0.8 x 4 = 3.200 m

b. 0.600 m

※ 전단철근 최대 간격 s = 0.600 m

① 단부 (4.55m)

- 사용 철근량 Use Av = D 13 x 2 ea = 0.000254 ㎡

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.200 m ※ O.K

② 중간 가로보부(19.95m)

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡

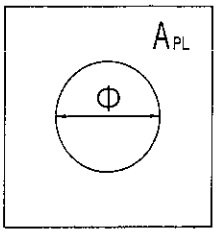
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \text{ m}$$

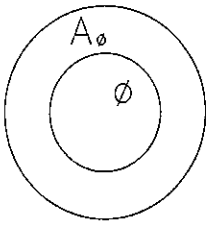
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	A_{PL}(㎡)	AΦ(㎡)	Φ(m)	유효단면적(m^2)
T2	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,060,000	2,682,897	2,211,304
T3	3,060,000	2,443,926	2,014,338
T4	3,060,000	2,560,553	2,110,465
T5	3,060,000	2,678,337	2,207,545

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$fap = 0.7 \times fci \times \sqrt{(Ab' / Ab) - 0.2} \leq 1.1 \times fci$$

- fci = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- Ab' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- Ab = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	1.1fci	허용지압응력
T2	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T3	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T4	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K
T5	15.2/15연선	3,060,000	0.107	28.6	35.2	O.K

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$fap = 0.5 \times fck \times \sqrt{(Ab'/Ab)} \leq 0.9 \times fck$

· fck = 설계 기준 강도 = 40 MPa

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9

- 작용 지압응력

fb = 도입긴장력(Po) / Ae (Ae : 정착판의 유효면적)

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검토
T2	15.2/15연선	2,682,897	0.107	25.1	33.9	O.K
T3	15.2/15연선	2,443,926	0.107	22.8	33.9	O.K
T4	15.2/15연선	2,560,553	0.107	23.9	33.9	O.K
T5	15.2/15연선	2,678,337	0.107	25.0	33.9	O.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 295 mm

h(정착단면의 치수) = 2100 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.128969115

∑Po (도입긴장력) = 12240000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 12240000 × { 1 - (885 / 2100) }

+ 0.5 × 12240000 × sin 0.12897

= 2559719.6 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2559719.56 / (0.8 × 300.0) = 12798.6 mm^2

e = 2100 / 2 - (250 x 4 + 450 x 2 + 450 x 1) / 4

= 463 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12897

= 0.5 × (2100 - 2 × 46.30) + 5 × 46.30 × sin 0.12897

= 1004.2 mm

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다. (도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 1004.2 = 2510.5 mm

spacing = 150 mm

Used bar = D 19 (A= 286.5 mm^2) - 12 ea × 14 layer = 48132.0 mm^2

---------- O.K

15.4 할렬력에 대한 검토

1) 할렬력 산정

Tspall = 0.02 × ∑Po = 0.02 × 2559719.560 = 51194.391 N

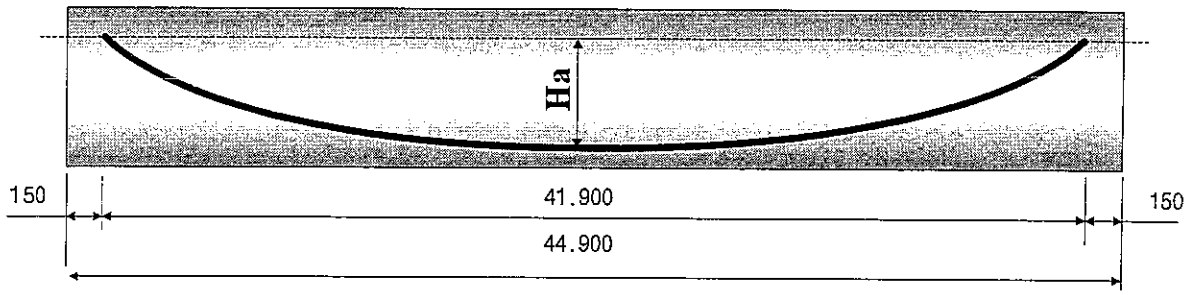
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 51194.391 / 180 = 284.413 mm^2

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m^2)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α(radian)
C1	0.001257	200000	0.000	44.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	44.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.860	44.351	0.35590
T2	0.0020805	200000	1.475	44.261	0.13291
T3	0.0020805	200000	1.025	44.193	0.09264
T4	0.0020805	200000	0.575	44.150	0.05207
T5	0.0020805	200000	0.125	44.131	0.01133

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 등시 긴장시 한쪽 신장량의)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$\triangle L = (Po + Pnet) \times (Lps/2)/(Ap \times Ep)$

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	5	-675.00	-565.77	44.130	-108.901
C2	5	-675.00	-565.77	44.130	-108.901
T1	5	1350.00	1105.45	44.351	280.414
T2	4	3060.00	2682.90	44.261	305.440
T3	1	3060.00	2443.93	44.193	292.282
T4	2	3060.00	2560.55	44.150	298.182
T5	3	3060.00	2678.34	44.131	304.300

17. 신축이음량 계산

17.1 시점측(A1)

1) 온도변화에 의한 이동량

△T : 온도변화 → 보통지방 : -5℃ ~ +35℃

α : 선팽창 계수 = 1.00E-05 (RC교, PSC교)

2) 건조수축, 크리프에 의한 이동량 (단,2개월 경과후 시공으로 가정)

경과기간	2개월	6개월	12개월	18개월	24개월	5년경과
건조수축	0.1L	0.06L	0.04L	0.03L	0.02L	0
크리프	0.2L	0.12L	0.08L	0.06L	0.04L	0
계	0.3L	0.18L	0.12L	0.09L	0.06L	0

3) 신축 여유량 = 0.14 L + 10

4) 산식 (단위 : mm)

구 분	항목 / 지간	온도변화 0.4L	건조수축 0.1L	크리프 0.2L	신축 여유량 0.14L+10	합 계 0.84L+10	비 고
A1	44.9m	17.96	4.49	8.98	16.29	47.72	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 17.960 + 4.490 + 8.980 + 16.286 = 47.716 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 = 48.97 mm

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = FINGER JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.80 (유간 80mm)

17.2 종점측(A2)

1) 온도변화에 의한 이동량

△T 온도변화 → 보통지방 : -5℃ ~ +35℃

α : 선팽창 계수 = 1.00E-05 (RC교, PSC교)

2) 건조수축, 크리프에 의한 이동량 (단,2개월 경과후 시공으로 가정)

경과기간	2개월	6개월	12개월	18개월	24개월	5년경과
건조수축	0.1L	0.06L	0.04L	0.03L	0.02L	0
크리프	0.2L	0.12L	0.08L	0.06L	0.04L	0
계	0.3L	0.18L	0.12L	0.09L	0.06L	0

3) 신축 여유량 = 0.14 L + 10

4) 산식 (단위 : mm)

구 분	항목 / 지간	온도변화 0.4L	건조수축 0.1L	크리프 0.2L	신축 여유량 0.14L+10	합 계 0.84L+10	비 고
A1	89.8m	35.92	8.98	17.96	22.57	85.43	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 35.920 + 8.980 + 17.960 + 22.572 = 85.432 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 = 87.68 mm

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = FINGER JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.120 (유간 120mm)

⊙ 사거리 적용시 유간 = 123 mm

시점 교대

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 말뚝 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 복 합 말 뚝 계 산

11.1 복합 이음위치 검토

11.2 복합 말뚝검토
- 1) 설계조건
- 2) 파일도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 배치
- 4) 말뚝의 스프링 정수 산정
- 5) 말뚝의 변위 및 부재력

11.3 말뚝머리 작용력 집계표
- 1) 말뚝머리 고정일 경우
- 2) 말뚝머리 힌지일 경우

11.4 말뚝의 안정성 검토
- 1) 말뚝의 허용지지력 검토
- 2) 말뚝의 응력 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	968.500	688.313	O.K
	허용인발력(kN/EA)	445.100	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	95.763	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	11.439	O.K
	수평변위(mm)	15.000	5.918	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1452.750	846.154	O.K
	허용인발력(kN/EA)	667.650	-	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	113.131	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	19.662	O.K
	수평변위(mm)	15.000	5.731	O.K

■ 단면 휨 설계

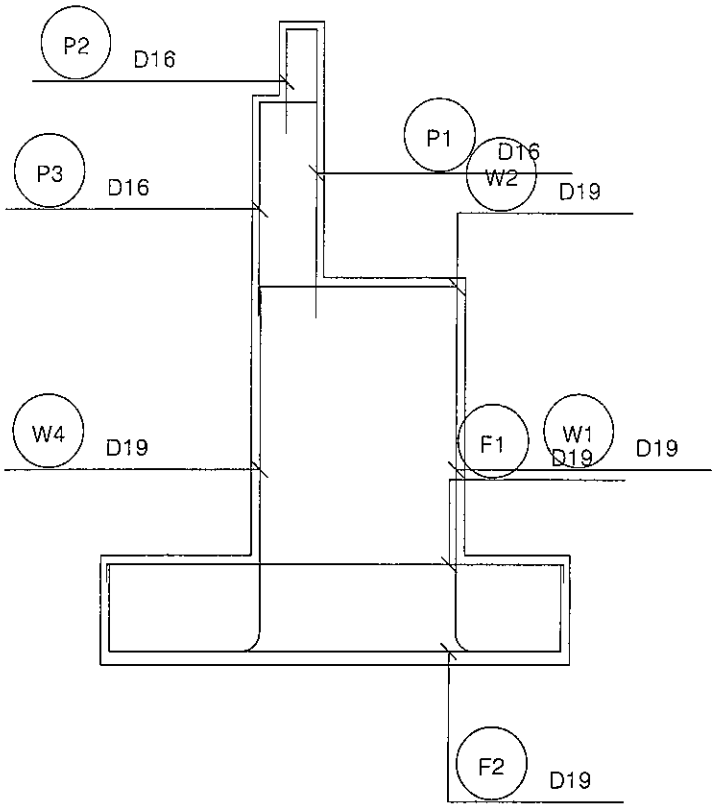
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1332.35	2292	353.408	603.833	1.709	O.K
후면저판		1200	100	533.241	2292	149.041	633.056	4.248	O.K
벽체 : H=6.140		2400	100	1257.87	2292	734.777	1334.408	1.816	O.K
흉벽		800	80	831.757	1588.8	151.413	286.971	1.895	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1153.05	1588.8	106.297	145.17	1.366	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2488.33	3096.8	223.164	274.202	1.229	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1272.58	2292	117.332	206.4	1.764	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2412.09	3096.8	216.671	274.202	1.266	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1102.51	1588.8	101.743	145.17	1.427	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2609.9	3096.8	233.472	274.202	1.174	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1272.85	2292	117.055	206.4	1.763	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	1867.32	2292	169.644	206.4	1.217	O.K

■ 사용성 검토

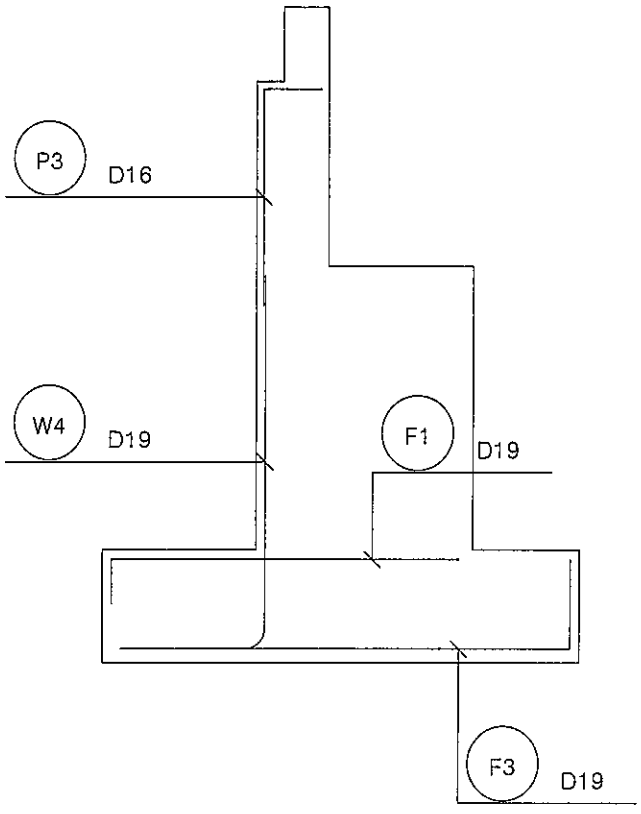
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		103.124	150	125	412.392	O.K
후면저판		29.501	150	125	2135.494	O.K
벽체 : H=6.140		52.916	150	125	1190.559	O.K
흉벽		82.275	150	125	765.723	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	114.658	150	125	506.825	O.K
	A(T=450 mm)	126.767	150	125	448.721	O.K
	B(T=450 mm)	88.696	150	125	710.288	O.K
	C(T=450 mm)	123.078	150	125	467.337	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	109.745	150	125	537.572	O.K
	A(T=450 mm)	132.622	150	125	421.294	O.K
	B(T=450 mm)	88.714	150	125	710.143	O.K
	C(T=450 mm)	128.571	150	125	436.254	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

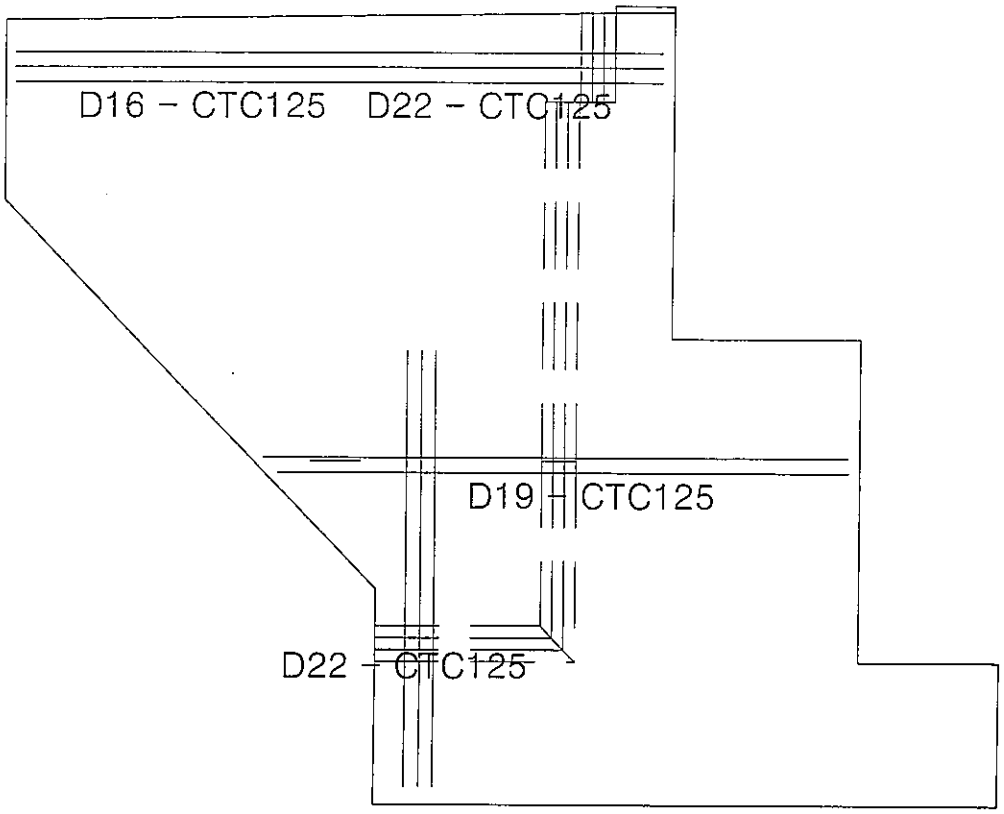


- ② Cycle (CTC = 250)

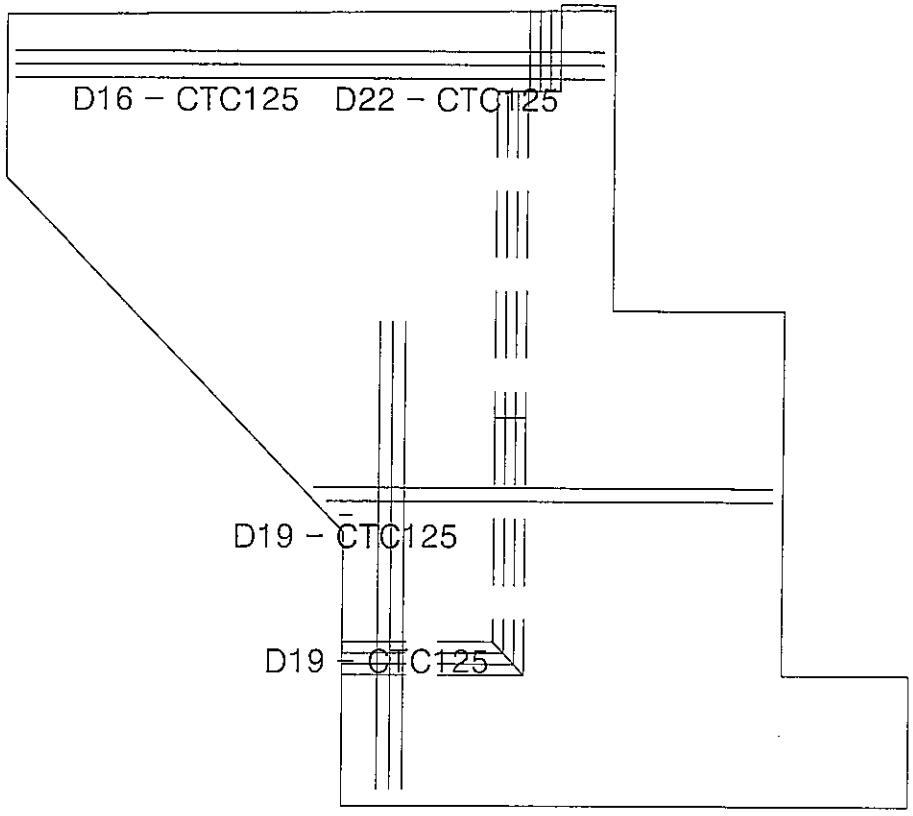


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽

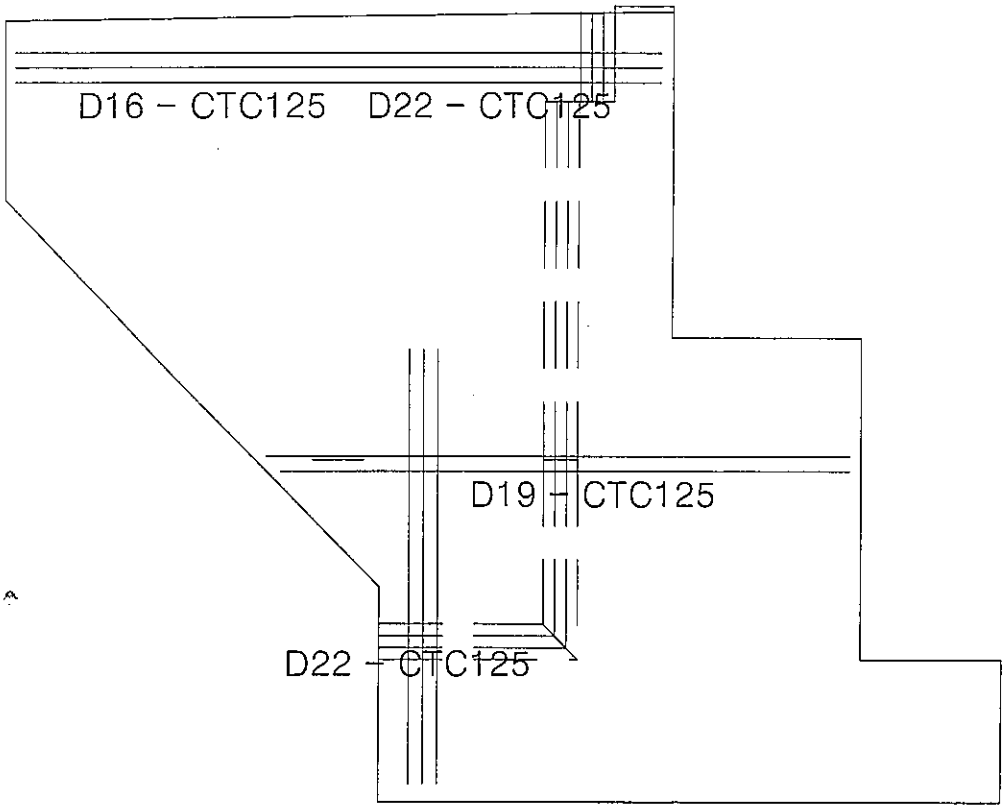


- 우측날개벽

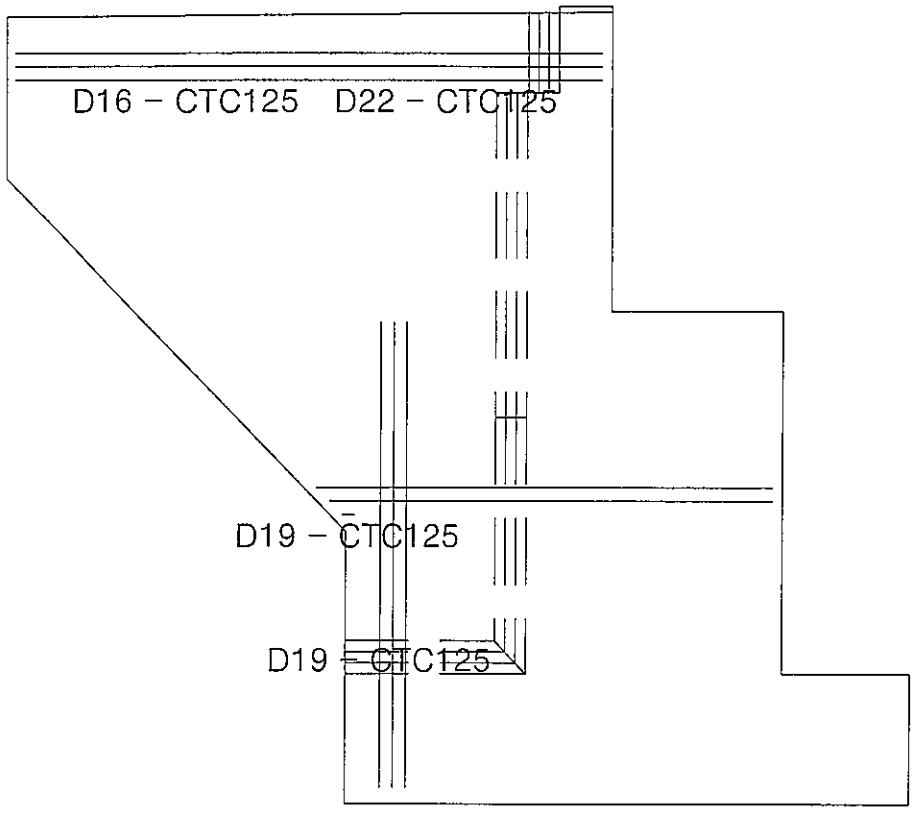


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 25.088 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.340 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 102.745 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma s1$ = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 427.796 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 125.659 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 4.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 22.746 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.271 ; TAN(⅔ · $\Phi 2$) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

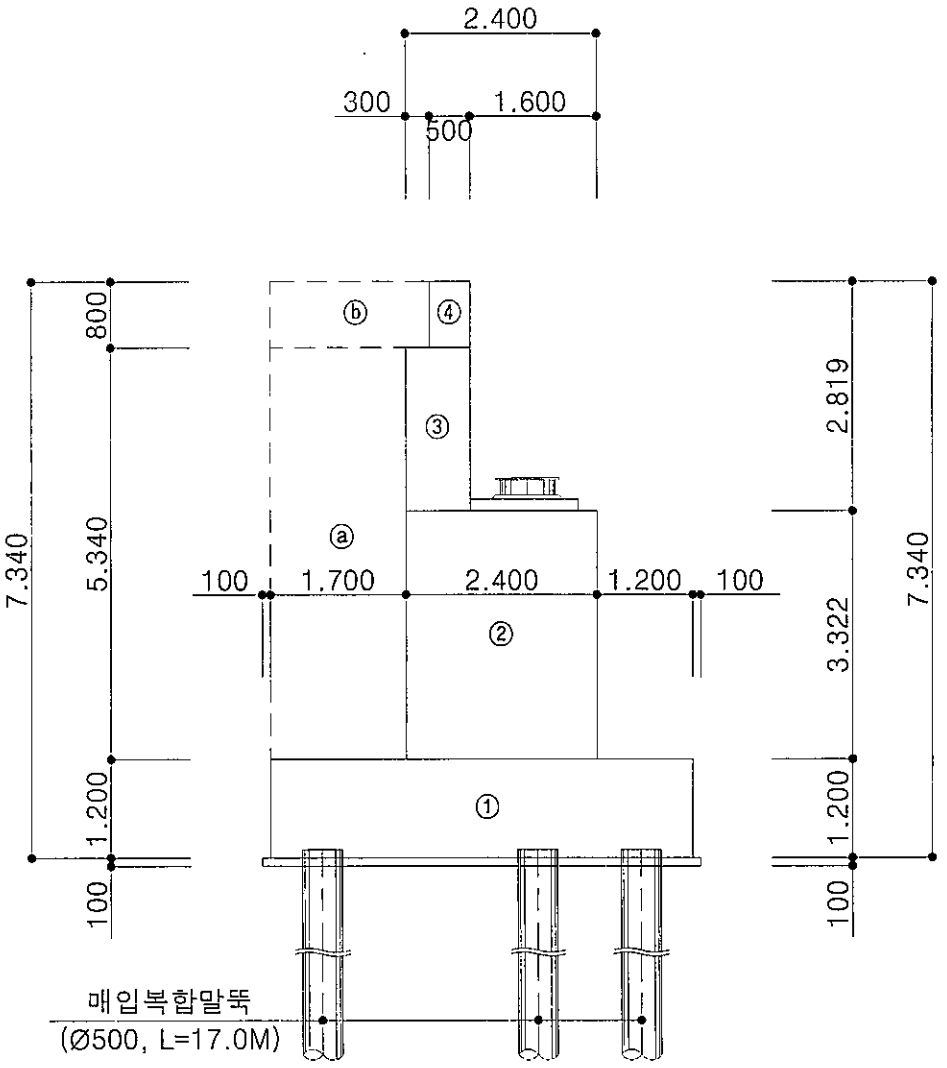
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
고정하중	1316.78	1228.27	1196.12	1176.05	1167.39	1154.770	1155.429	1171.589	1166.177	10732.569
활하중	389.424	392.387	356.555	336.792	331.352	335.660	357.847	348.240	304.276	3152.533

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
교축방향	204.640	204.700	204.737	204.769	204.788	204.793	204.789	204.789	204.826	1842.831
직각방향	207.777	208.014	208.147	208.209	208.242	208.269	208.265	208.179	208.043	1873.145

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.300 × 1.200	= 6.360	25.000	159.000	12.243
	②	2.400 × 3.322	= 7.972	25.000	199.302	15.346
	③	0.800 × 2.019	= 1.615	25.000	40.371	3.109
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.347		408.673	31.468
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.340	= 9.078	20.000	181.569	13.981
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.678		213.569	16.445
총 계					622.242	47.913

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.650	0.600	421.350	7.346
	②	2.400	2.861	478.325	43.903
	③	3.200	5.531	129.188	17.194
	④	3.050	6.940	30.500	5.344
	소 계			1059.363	73.787
뒷채움재	ⓐ	4.450	3.870	807.982	54.108
	ⓑ	4.300	6.940	137.600	17.101
	소 계			945.582	71.208
총 계				2004.945	144.995

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1059.363 / 408.673 = 2.592 m
  Y = 73.787 / 31.468 = 2.345 m
- 뒷채움재 : X = 945.582 / 213.569 = 4.428 m
  Y = 71.208 / 16.445 = 4.330 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)*\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\beta+\delta)*\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta+\theta+\beta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)*\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\beta+\delta+\theta)*\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

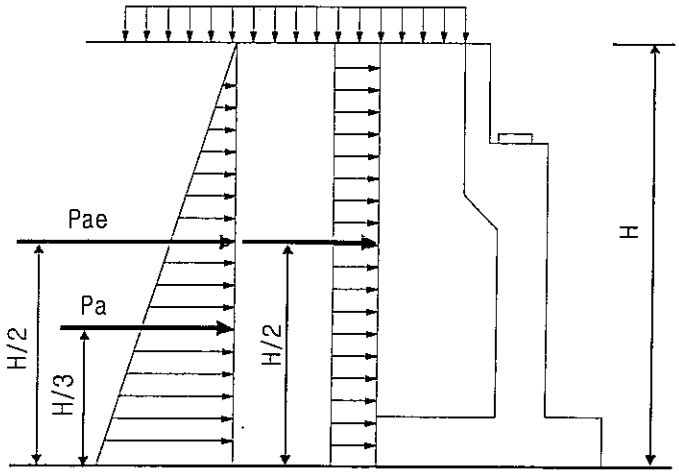
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.340 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.340^2 x cos(0.000)

= 146.013 kN

y = H / 3 = 2.447 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.340 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.340^2 x cos(0.000)

= 169.182 kN

y = H / 2 = 3.670 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.140 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.140^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 92.679 kN

y = H / 3 = 2.047 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.140 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ + β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.140^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 118.387 kN

y = H / 2 = 3.070 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 10732.569 ÷ (24.470 / sin102.745) = 427.796 kN/m

- 활하중반력

Rl = 3152.533 ÷ (24.470 / sin102.745) = 125.659 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 45.2$

$= 0.011309$ m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 25.088 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2157.000 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2157.000 \times 0.011309 \times 9 / 25.088$

$= 8.751$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ ($H2 \leq kH \times \delta$ 일때)

$\sum(kH * \delta) \times \sin\theta$ ($H2 > kH \times \delta$ 일때)

구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9
KH	2157	2157	2157	2157	2157	2157	2157	2157	2157
δ(m)	0.09488	0.09491	0.09492	0.09494	0.09495	0.09495	0.09495	0.09495	0.09497

$Fm = 74.663 \times \cos 102.7 + 73.454 \times \sin 102.7$

$= 88.116$ kN/m

H1 = 1873.145 ÷ (24.470 / sin102.7) = 74.663 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 1842.831 ÷ (24.470 / sin102.7) = 73.454 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

$R \times Kh \times \sin\theta \rightarrow H2$ (교축방향 수평력)

$R \times Kh \times \cos\theta \rightarrow H1$ (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.000 = 20.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.340 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 7.340 \times \cos 0.000$

$= 19.892$ kN

$y = H / 2 = 3.670$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.140 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 6.140 \times \cos 11.667$

$= 15.094$ kN

$y = H / 2 = 3.070$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	408.673	-	2.592	2.345	1059.362	-
2. 교대구체(지진시)	408.673	31.468	2.592	2.345	1059.362	73.787
3. 뒷채움재(평상시)	213.569	-	4.428	4.330	945.582	-
4. 뒷채움재(지진시)	213.569	16.445	4.428	4.330	945.582	71.209
5. 배면토압(평상시)	-	146.013	-	2.447	-	357.258
6. 배면토압(지진시)	-	169.182	-	3.670	-	620.920
7. 뒷채움 상재하중	20.000	19.892	4.300	3.670	86.000	73.006
8. 상부 고정하중반력	427.796	-	2.082	-	890.671	-
9. 상부 활하중반력	125.659	-	2.082	-	261.622	-
10. 교량받침마찰력	-	8.751	-	4.922	-	43.070
11. 상부관성력	-	88.116	-	4.922	-	433.681

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	642.242	165.905	2090.944	430.264
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	622.242	146.013	2004.944	357.258
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	622.242	217.095	2004.944	765.916
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1195.697	174.656	3243.237	473.334
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1050.038	154.764	2895.615	400.328
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1050.038	305.211	2895.615	1199.597

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(= 2.417) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	17.000	11.050	-
2 열	1.950	17.000	33.150	-
3 열	4.650	17.000	79.050	-
계	-	51.000	123.250	2.417

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	16112.567	4162.225	-0.169	-2723.024
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	15610.807	3663.174	-0.231	-3606.096
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15610.807	5446.479	0.425	6634.593
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	29997.646	4381.770	0.100	2999.765
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	26343.353	3882.719	0.040	1053.734
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	26343.353	7657.134	0.801	21101.026

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 25.088 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

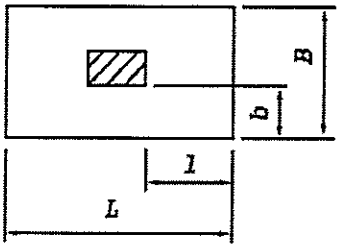
$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 130896.495 x 51 / (25.088 x 5.300) = 50205.928 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 25.088 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.300 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 51 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 50205.928) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.238$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 1.700) = 1.700
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 2.650, 뒷굽기준으로 검토

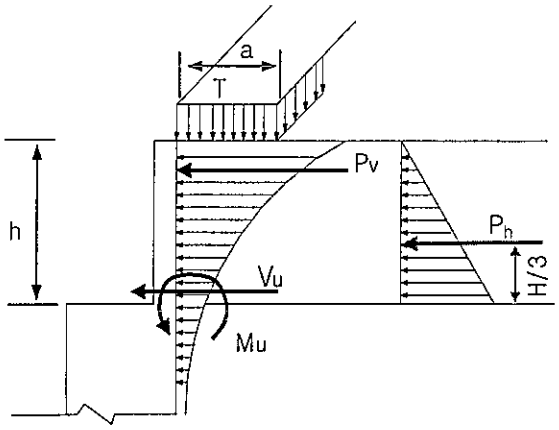


$\beta\lambda$ = 0.238 x 1.700 = 0.405 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka
= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)
= 114.60 x 0.251 x (2.819 - 0.36) = 70.720 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.819^2 x cos11.667 = 19.528 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.819 x 19.528 = 18.347 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 19.528 = 82.098 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 70.720 + 1.70 x 18.347 = 151.413 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.019 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.109 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.109 + 0.770 = 3.879 kN

Mw = 3.109 x 2.019/2 + 0.770 x (2.019 + 0.800/2) = 5.000 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.819^2 x cos0.000 = 24.945 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.819 x 24.945 = 35.155 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.879 + 1.00 x 24.945 = 28.824 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.000 + 1.00 x 35.155 = 40.154 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	82.098	151.413	
지진시	28.824	40.154	
설계단면력	82.098	151.413	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.140 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	19.225	2.256	-	1.000	19.225	43.371
2. 배면토압(평상시)	92.679	2.047	1.700	-	157.554	322.475
3. 배면토압(지진시)	118.387	3.070	-	1.000	118.387	363.464
4. 뒷채움 상재하중	15.094	3.070	1.700	-	25.660	78.779
5. 교량받침마찰력	8.751	3.722	1.300	-	11.376	42.339
6. 상부관성력	88.116	3.722	-	1.000	88.116	327.941

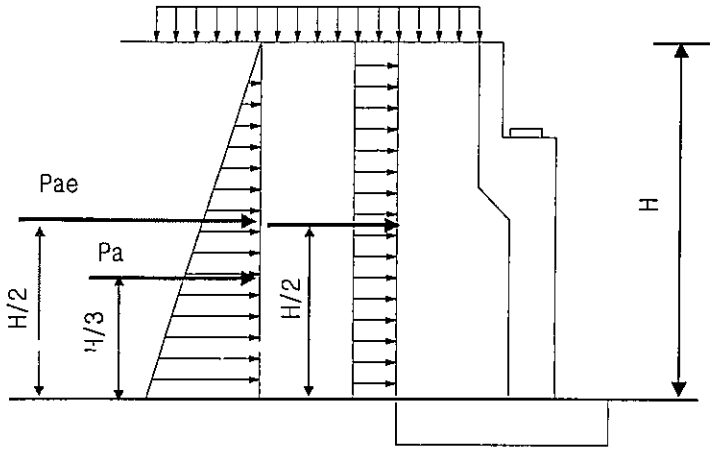
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 19.225 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 43.371 kN.m

y = Mo / Ho = 43.371 / 19.225 = 2.256



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.140 m)	194.590	443.593	
지진시(H = 6.140 m)	225.728	734.776	
설계단면력	225.728	734.777	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	408.673	-	2.592	2.345	1059.362	-
2. 교대구체(지진시)	408.673	31.468	2.592	2.345	1059.362	73.787
3. 뒷채움재(평상시)	213.569	-	4.428	4.330	945.582	-
4. 뒷채움재(지진시)	213.569	16.445	4.428	4.330	945.582	71.209
5. 배면토압(평상시)	-	146.013	-	2.447	-	357.258
6. 배면토압(지진시)	-	169.182	-	3.670	-	620.920
7. 토압의 연직분력	20.662	-	4.733	-	97.800	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	19.892	4.300	3.670	86.000	73.006
9. 상부 고정하중반력	427.796	-	2.082	-	890.671	-
10. 상부 활하중반력	125.659	-	2.082	-	261.622	-
11. 교량받침마찰력	-	8.751	-	4.922	-	43.070
12. 상부관성력	-	88.116	-	4.922	-	433.681

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	887.040	282.039	2957.587	731.449
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	844.040	248.222	2772.687	607.339
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	622.242	217.095	2004.944	765.916
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1713.342	293.415	4677.947	787.440
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1400.175	259.598	3930.560	663.330
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1050.038	305.211	2895.615	1199.597

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.417) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	22254.060	7075.782	-0.093	-2069.628
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	21175.276	6227.396	-0.149	-3155.116
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	15610.807	5446.479	0.425	6634.593
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	42984.315	7361.191	0.146	6275.710
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	35127.585	6512.805	0.083	2915.590
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4	26343.353	7657.134	0.801	21101.026

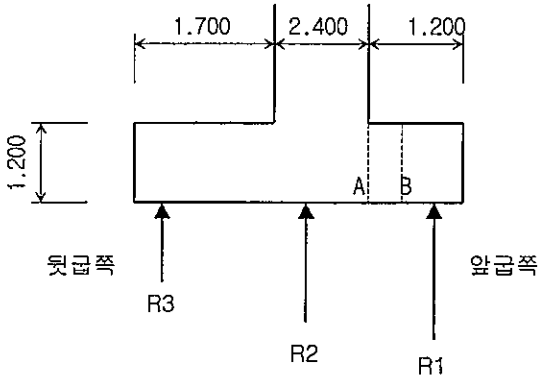
註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.088 m)를 고려한 결과값임.

Pile 반력집계 (본당)

구 분	계 수 하 중						사 용 하 중			
	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 3	COMBO 4	COMBO 5	COMBO 6	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 4	COMBO 5
Ru1	508.48	463.03	443.51	1023.61	818.79	846.15	340.69	313.69	688.31	587.13
Ru2	429.53	404.80	327.97	865.08	700.01	586.10	306.96	294.21	599.27	521.23
Ru3	345.17	354.74	132.38	614.29	524.41	99.85	284.63	296.49	461.62	427.30

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 25.088m (kN/m)
R2 = Ru2 x 17본 / 25.088m (kN/m)
R3 = Ru3 x 17본 / 25.088m (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	508.480	455.410	469.010
COMB 2	463.030	427.840	464.980
COMB 3	443.510	342.390	201.420
COMB 4	1023.610	890.580	736.360
COMB 5	818.790	723.120	635.020
COMB 6	846.150	603.610	183.620

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.550 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	189.505	-5.850	161.425
COMB 2	0.000	172.566	-5.850	144.486
COMB 3	0.000	165.290	-4.500	143.690
COMB 4	0.000	381.488	-5.850	353.408
COMB 5	0.000	305.155	-5.850	277.075
COMB 6	0.000	315.351	-4.500	293.751

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,

(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

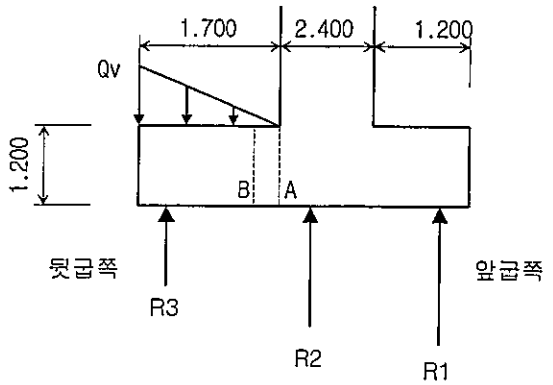
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 25.088m (KN/m)

R2 = Ru2 x 17본 / 25.088m (KN/m)

R3 = Ru3 x 17본 / 25.088m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	410.520	429.530	345.170
COMB 2	375.820	404.800	354.740
COMB 3	388.900	327.970	132.380
COMB 4	927.060	865.080	614.290
COMB 5	731.300	700.010	524.410
COMB 6	779.890	586.100	99.850

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.700 x 25.000 = 51.000 kN

Ma = 1.200 x 1.700 x 25.000 x 1.700 / 2 = 43.350 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 6.281 x 20.000 = 213.569 kN

Ma = 213.569 x (4.428 - 3.600) = 176.734 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.700 = 17.000 kN

Ma = 17.000 x (4.450 - 3.600) = 14.450 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

Pv = 1/2 x Ka x r x H^2 x sinδ

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 6.140^2 x sin11.667

= 20.660 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 20.660 / 1.700

= 24.305 kN

Vb = 24.305 x 1.700 / 2 - (1.700 - 1.700) / 1.700 x 24.305 / 2 = 20.660 kN

Ma = 24.305 x 1.700 x 1.700 / 3 = 23.414 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 1.050 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	233.896	245.590	181.715	111.390
COMB 2	240.375	252.394	138.686	73.519
COMB 3	89.705	94.190	174.864	125.894
COMB 4	416.254	437.066	-0.643	-80.085
COMB 5	355.350	373.118	23.711	-47.204
COMB 6	67.660	71.043	196.909	149.041

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,
(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	353.4	5.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1332.350 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.720]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 1,332.350 ㎟

ρmin = MAX(1,332.350, 1,800.000) / bd = 0.00171

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00218

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1050 - a/2) = 603.833 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 353.408 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.709]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1050.00 = 685.857 kN

≥ Vu (= 5.850 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 300 =1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	149.0	196.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 533.241 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 4.298]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 533.241 ㎟

ρmin = MAX(533.241, 1,800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00208

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100 - a/2) = 633.056 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 149.041 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.248]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 718.517 kN

≥ Vu (= 196.909 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 2648.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=6.140

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2400.0	2300.0	100.0	734.8	225.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2300.00 - 39.654) / 39.654 = 0.17101

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1257.874 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.822]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00100

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (2300.00 - a/2) = 1334.408 kN.m

≥ Mu (= 734.777 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.816]

* 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2300.00 = 1502.354 kN

≥ Vu (= 225.728 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2400.0 x 1000.0 = 3600.000 ㎟ < 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	151.4	82.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 831.757 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.910]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 151.413 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.895]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 82.098 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1910.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.819 - 0.36) = 70.720 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.819^2 x cos11.667 = 19.528 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.819 x 19.528 = 18.347 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 19.528 = 48.293 kN

Ms = 70.720 + 18.347 = 89.067 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.140 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	19.225	2.256	-	1.000	19.225	43.371
2. 배면토압(평상시)	92.679	2.047	1.000	-	92.679	189.691
3. 배면토압(지진시)	118.387	3.070	-	1.000	118.387	363.464
4. 뒷채움 상재하중	15.094	3.070	1.000	-	15.094	46.341
5. 교량받침마찰력	8.751	3.722	1.000	-	8.751	32.569
6. 상부관성력	88.116	3.722	-	1.000	88.116	327.941

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 19.225 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 43.371 kN.m

y = Mo / Ho = 43.371 / 19.225 = 2.256

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	116.524	268.600	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	662.904	165.905	2188.744	430.264
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	642.904	146.013	2102.744	357.258
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	622.242	217.095	2004.944	765.916
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1216.359	174.656	3341.038	473.334
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1070.700	154.764	2993.416	400.328
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1050.038	305.211	2895.615	1199.597

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.417) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

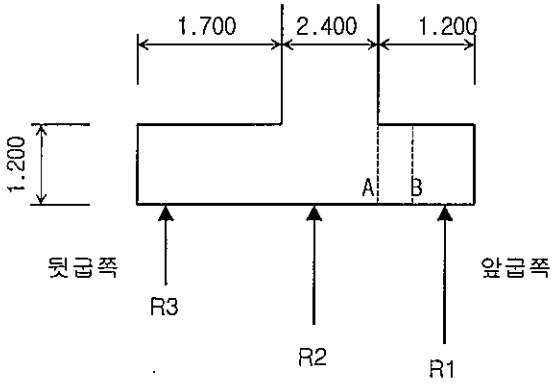
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	16630.936	4162.225	-0.236	-3924.901
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	16129.176	3663.174	-0.298	-4806.494
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15610.807	5446.479	0.425	6634.593
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	30516.015	4381.770	0.059	1800.445
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	26861.722	3882.719	-0.005	-134.000
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	26343.353	7657.134	0.801	21101.026

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.088 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 25.088m (KN/m)
R2 = Ru2 x 17본 / 25.088m (KN/m)
R3 = Ru3 x 17본 / 25.088m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	340.690	322.470	358.890
COMB 2	313.690	308.100	362.990
COMB 3	443.510	342.390	201.420
COMB 4	688.310	614.640	535.180
COMB 5	587.130	535.180	494.090
COMB 6	846.150	603.610	183.620

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.550 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

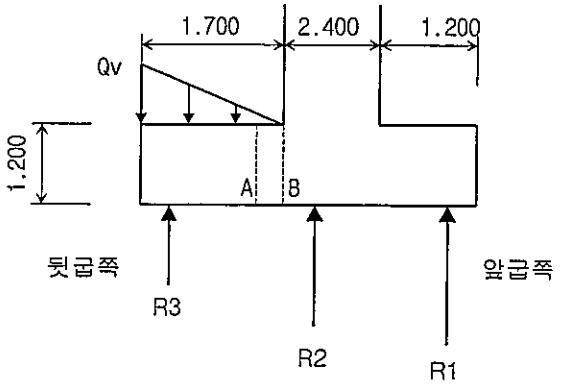
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	126.973	4.500	105.373
COMB 2	0.000	116.910	4.500	95.310
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	256.526	4.500	234.926
COMB 5	0.000	218.816	4.500	197.216
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 25.088m (KN/m)

R2 = Ru2 x 17본 / 25.088m (KN/m)

R3 = Ru3 x 17본 / 25.088m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	281.950	306.960	284.630
COMB 2	261.090	294.210	296.490
COMB 3	388.900	327.970	132.380
COMB 4	630.120	599.270	461.620
COMB 5	534.290	521.230	427.300
COMB 6	779.890	586.100	99.850

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 1.050 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	192.870	202.514	109.358	55.434
COMB 2	200.904	210.950	84.324	32.549
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	312.799	328.439	-10.570	-70.491
COMB 5	289.542	304.019	-4.313	-60.521
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용하중단면력(상 시) = 1.0D + 1.0L + 1.0H -말뚝반력에의한 단면력

D-고정하중,L-활하중,H-토압,E-지진하중

말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 234.926 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 103.124 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x2292.000)]
= 168.211 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 19.00/2 = 140.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.12) - 2.5 x 140.50 = 412.39 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.12) = 610.91 mm
Sa는 작은 값인 412.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 412.39 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.491 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 29.501 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2292.000)]
= 172.514 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19.00/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 29.50) - 2.5 x 90.50 = 2443.12 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 29.50) = 2135.49 mm
Sa는 작은 값인 2135.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 2135.49 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.140

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 268.600 x 1000000 / [2292.000 x (2300.000 - 256.095/3)]
= 52.916 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2300.0/(7x2292.000)]
= 256.095 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 52.92) - 2.5 x 90.50 = 1261.95 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 52.92) = 1190.56 mm
Sa는 작은 값인 1190.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1190.56 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 89.067 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 82.275 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]
= 115.917 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

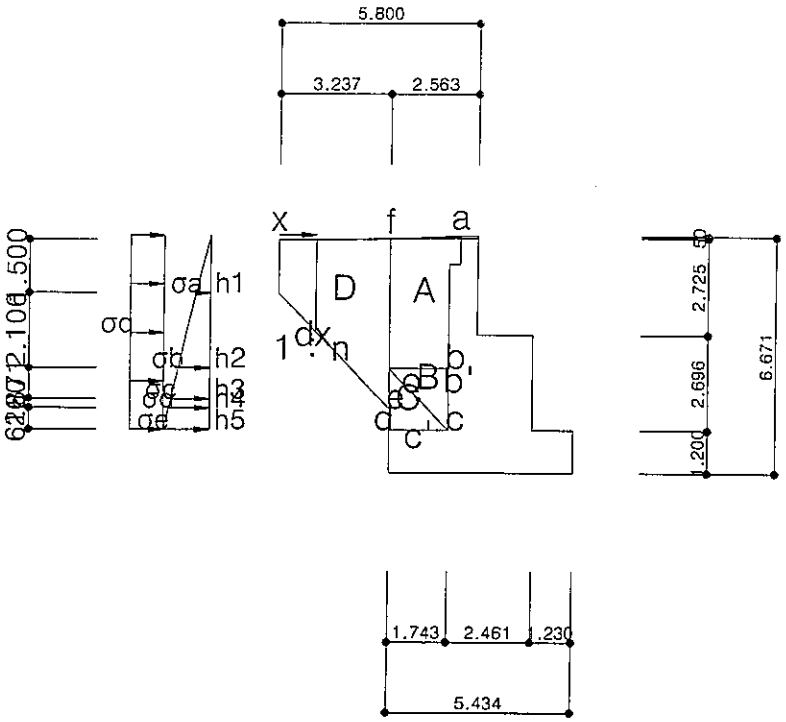
② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.28) - 2.5 x 72.00 = 777.15 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.28) = 765.72 mm
Sa는 작은 값인 765.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 765.72 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

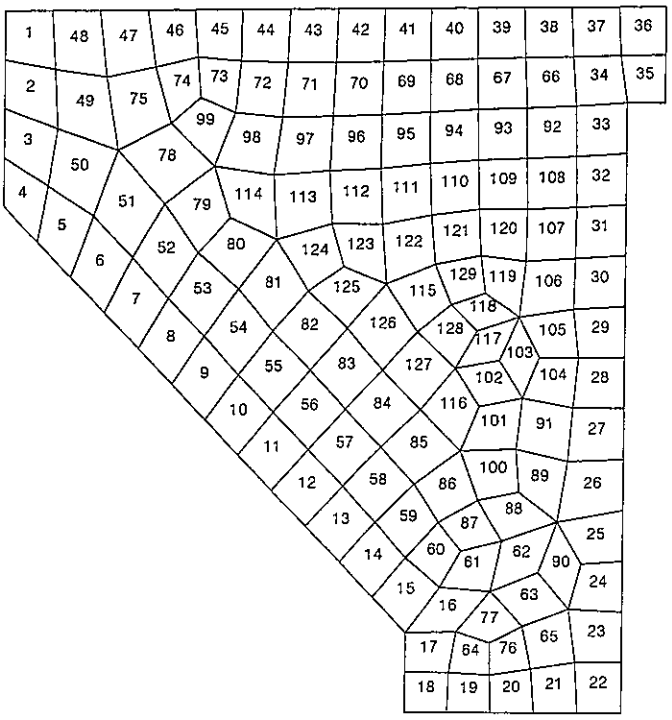


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	106.297	223.164	117.032	216.671
전단력(kN)	74.437	120.167	111.389	194.067

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	62.528	131.273	68.842	127.454
전단력(kN)	43.786	70.686	65.523	114.157

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	106.3	74.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1153.048 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.378]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00429

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 106.297 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.366]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 74.437 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	223.2	120.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 ㎜, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2488.330 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.245]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 ㎜

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 223.164 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.229]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 120.167 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	117.0	111.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1272.581 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.801]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 117.032 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.764]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 111.389 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	216.7	194.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2412.087 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.284]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 216.671 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.266]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 194.067 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 62.528 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 114.658 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]
= 80.277 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.66) - 2.5 x 72.00 = 506.82 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 114.66) = 549.46 mm
Sa는 작은 값인 506.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 506.82 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 131.273 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 126.767 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 126.77) - 2.5 x 69.00 = 448.72 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 126.77) = 496.98 mm
Sa는 작은 값인 448.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 448.72 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 68.842 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 88.696 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.70) - 2.5 x 70.50 = 711.61 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.70) = 710.29 mm

Sa는 작은 값인 710.29 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 710.29 mm) ∴ O.K

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 127.454 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 123.078 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.08) - 2.5 x 69.00 = 467.34 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.08) = 511.87 mm

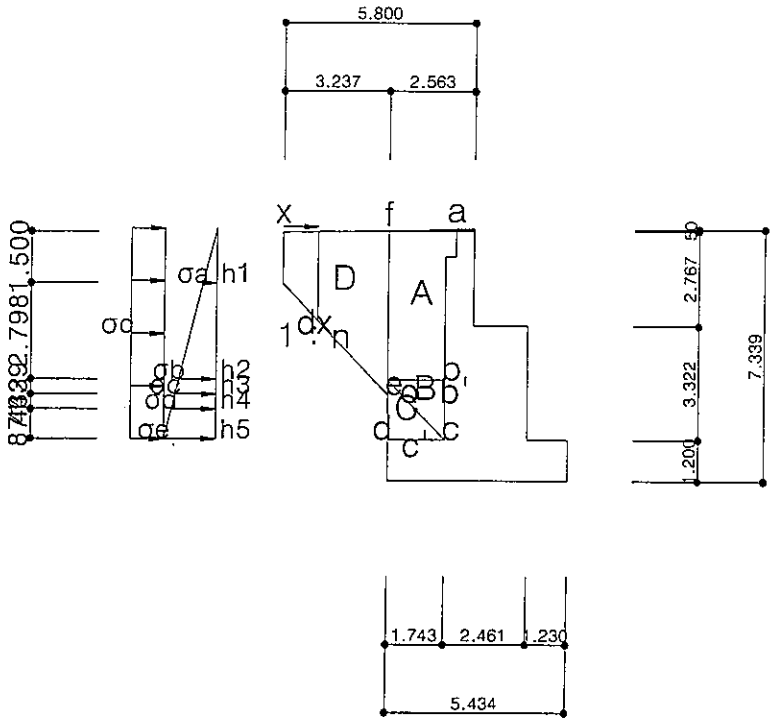
Sa는 작은 값인 467.34 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 467.34 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

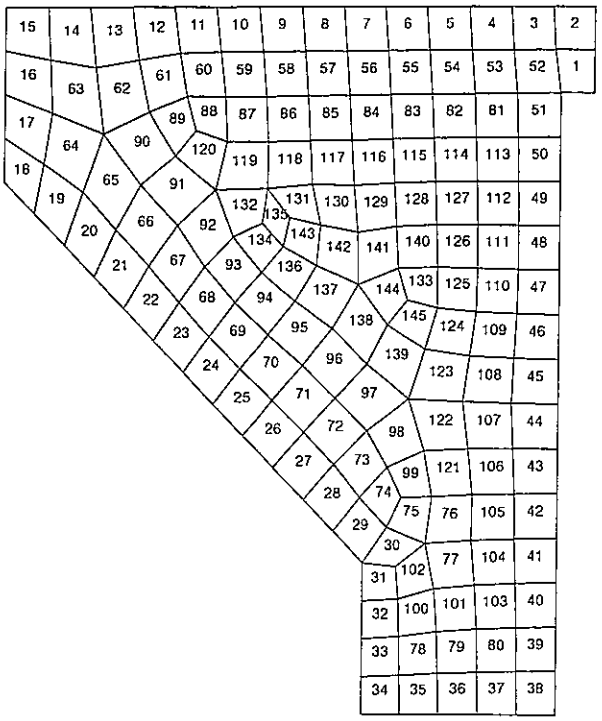


U = 1.700 · H + 1.700 · L

전지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(33.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	101.743	233.472	117.055	169.644
전단력(kN)	68.488	130.715	118.690	128.929

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	59.849	137.337	68.856	99.791
전단력(kN)	40.287	76.891	69.818	75.841

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	101.7	68.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 27.488) / 27.488 = 0.03738

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1102.508 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.441]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00429

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 101.743 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.427]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 68.488 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	233.5	130.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2609.896 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.187]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 233.472 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.174]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 130.715 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	117.1	118.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1272.846 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.801]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 117.055 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.763]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 118.690 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	169.6	128.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 ㎜, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1867.321 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.227]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 ㎜

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 169.644 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.217]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 128.929 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 59.849 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 109.745 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x1588.800)]
= 80.277 ㎜

사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.75) - 2.5 x 72.00 = 537.57 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 109.75) = 574.06 ㎜

Sa는 작은 값인 537.57 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 537.57 ㎜) ∴ O.K

② A(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 137.337 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 132.622 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.62) - 2.5 x 69.00 = 421.29 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 132.62) = 475.04 ㎜

Sa는 작은 값인 421.29 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 421.29 ㎜) ∴ O.K

③ B(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 68.856 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 88.714 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.71) - 2.5 x 70.50 = 711.43 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.71) = 710.14 ㎜

Sa는 작은 값인 710.14 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 710.14 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 99.791 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 128.571 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 ㎜

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 128.57) - 2.5 x 70.50 = 436.25 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 128.57) = 490.00 ㎜

Sa는 작은 값인 436.25 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 436.25 ㎜) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

Lp = 0.70 x 12.661 = 8.863 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

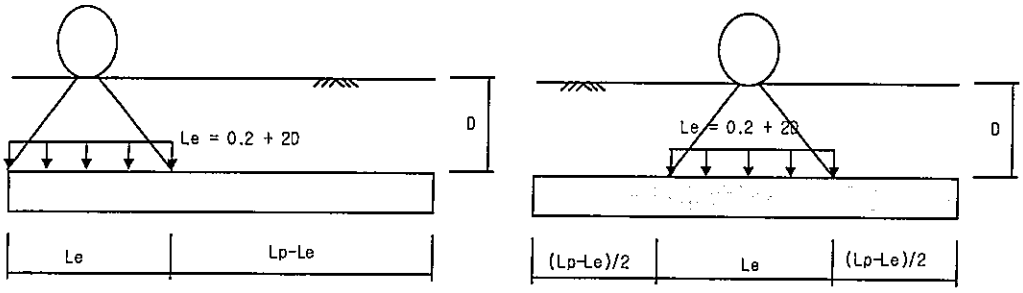
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 8.863 / 2 - 12.500 x 0. = 50.392 kN/m

Md = 12.500 x 8.863² / 8 = 122.731 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 8.863 x 0.400) / (2 x 8.863)

= 78.506 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.863/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 182.265 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 50.392 + 2.15 x 78.506

= 234.298 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 122.731 + 2.15 x 182.265

= 551.421 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	551.4	234.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4494.701 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.143]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 551.421 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.126]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 234.298 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.000) = 20.79% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4494.7 ㎟

필요 철근량 : 4494.7 x 0.208 = 934.4 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 304.996 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 167.559 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]

= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

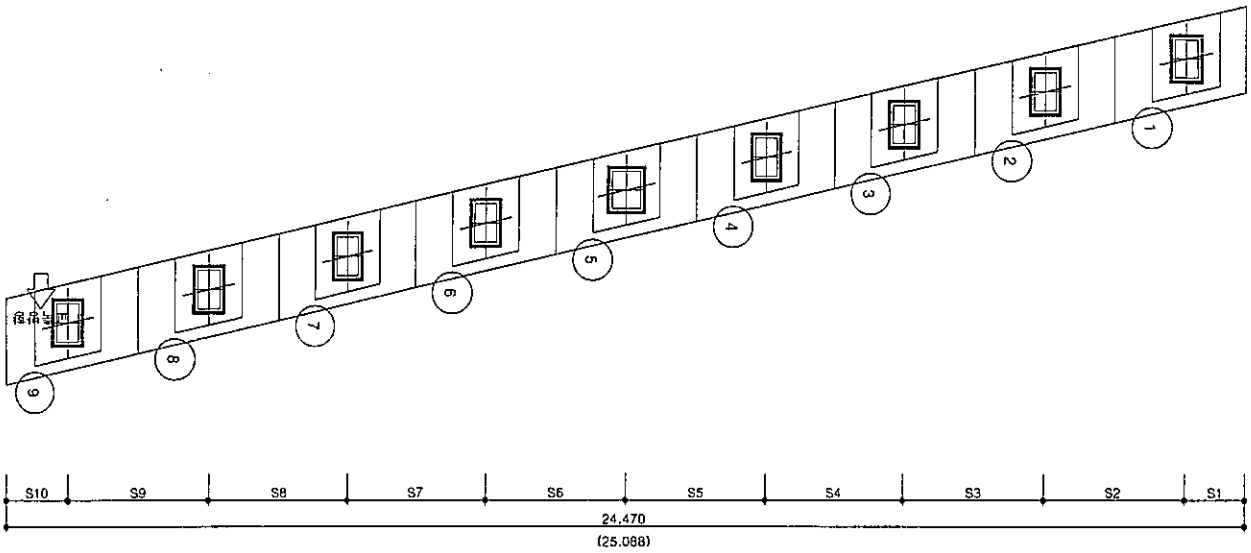
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.56) - 2.5 x 85.50 = 256.23 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 167.56) = 375.99 mm

Sa는 작은 값인 256.23 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 256.23 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 45.236 = 426.178 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	426.178	730.000	430.000	478.704	O.K
2	426.178	730.000	430.000	477.654	O.K
3	426.178	730.000	430.000	476.604	O.K
4	426.178	730.000	430.000	475.554	O.K
5	426.178	700.000	550.000	475.871	O.K
6	426.178	730.000	430.000	474.455	O.K
7	426.178	730.000	430.000	473.406	O.K
8	426.178	730.000	430.000	472.356	O.K
9	426.178	730.000	430.000	471.307	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 102.7° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 12.75°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 135.505 + 6.66 \times 9.665) \times (1 + 0.000125 \times 12.75^2)$

$= 500.625$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1640 - 80 - 50 = 1510$ mm ≥ 501 mm $\therefore$ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1706.203	O.K	310.586	259.721	O.K
SHOE 2	2000.000	1620.653	O.K	310.586	260.018	O.K
SHOE 3	2000.000	1552.679	O.K	310.586	260.184	O.K
SHOE 4	2000.000	1512.841	O.K	310.586	260.261	O.K
SHOE 5	2000.000	1498.738	O.K	310.586	260.302	O.K
SHOE 6	2000.000	1490.430	O.K	310.586	260.336	O.K
SHOE 7	2000.000	1513.276	O.K	310.586	260.331	O.K
SHOE 8	2000.000	1519.829	O.K	310.586	260.224	O.K
SHOE 9	2000.000	1470.453	O.K	310.586	260.054	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1706.203	192.331	195.279	1312.000	1831.200	
2	1620.653	192.387	195.502	1311.000	1935.750	
3	1552.679	192.422	195.627	1310.000	1934.750	
4	1512.841	192.452	195.685	1309.000	1933.750	
5	1498.738	192.470	195.716	1428.000	1917.750	
6	1490.430	192.475	195.742	1308.000	1932.750	
7	1513.276	192.471	195.738	1307.000	1931.750	
8	1519.829	192.471	195.657	1306.000	1930.750	
9	1470.453	192.506	195.529	1305.000	1854.800	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2949.074	4369.200	O.K	3576.798	4369.200	O.K
2	2864.604	4369.200	O.K	3464.217	4369.200	O.K
3	2797.263	4369.200	O.K	3374.418	4369.200	O.K
4	2757.417	4369.200	O.K	3321.689	4369.200	O.K
5	2785.285	4369.200	O.K	3303.092	4369.200	O.K
6	2734.551	4369.200	O.K	3292.184	4369.200	O.K
7	2755.578	4369.200	O.K	3322.620	4369.200	O.K
8	2760.751	4369.200	O.K	3330.818	4369.200	O.K
9	2711.811	4369.200	O.K	3264.132	4369.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1282.206	9135.600	O.K	1301.861	9135.600	O.K
2	1282.581	9135.600	O.K	1303.346	9135.600	O.K
3	1282.813	9135.600	O.K	1304.179	9135.600	O.K
4	1283.014	9135.600	O.K	1304.568	9135.600	O.K
5	1283.133	9135.600	O.K	1304.774	9135.600	O.K
6	1283.164	9135.600	O.K	1304.944	9135.600	O.K
7	1283.139	9135.600	O.K	1304.919	9135.600	O.K
8	1283.139	9135.600	O.K	1304.380	9135.600	O.K
9	1283.371	9135.600	O.K	1303.528	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 6

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1490.430 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

= 0.000010 x 25.0 x 45.2

= 0.011309 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2157.000 x 0.011309

= 24.393 kN/m

Hx1 = 24.393 / 1.15 = 21.212 kN

Hx2 = 255.991 / 1.33 = 192.475 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 192.475 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 260.336 / 1.33 = 195.742 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 195.742 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 878.000 mm b2y = 1379.500 mm

bcx = 2 x b2x = 1756.000 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2759.000 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/1756.000) x 1490.430 x 10^3 /150.000

= 1451.387 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1490.430 x 10^3 /150.000

= 1987.240 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 192.475 x 10^3 / 150.000

= 1283.164 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 195.742 x 10^3 / 150.000

= 1304.944 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1379.500 = 2109.500 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 878.000 mm가 Bxo/2 = 1054.750 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 878.000 + (730.000+1379.500)/2 = 1932.750 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 878.000 = 1308.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1987.240 + 1304.944 = 3292.184 mm^2

Bxo = 1932.750 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1451.387 + 1283.164 = 2734.551 mm^2

Byo = 1308.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 6

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 195.742 x 10^3 / 150.000 = 1304.944 ㎟

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

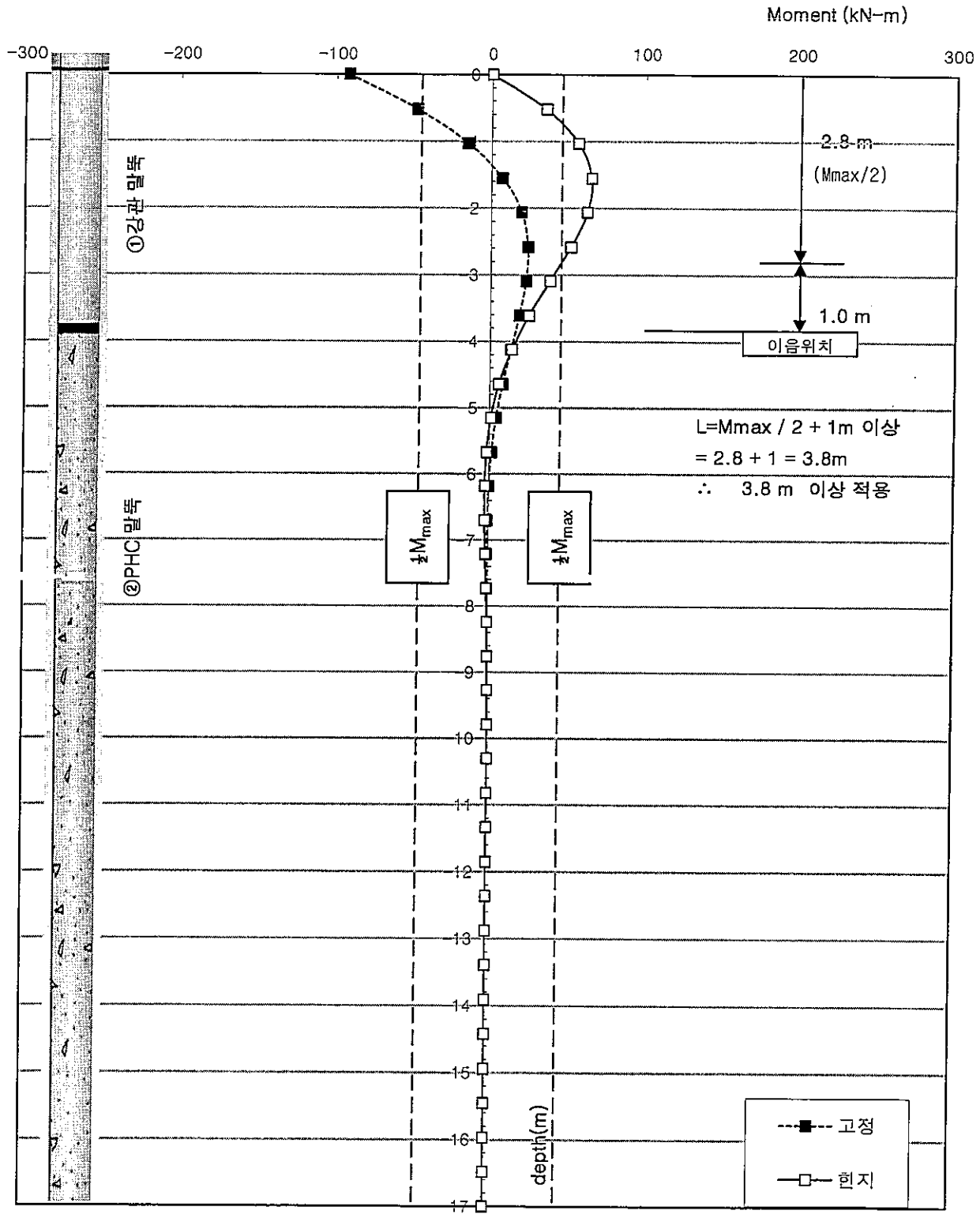
As1 = Hx/fsa = 192.475 x 10^3 / 150.000 = 1283.164 ㎟

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 ㎟ ∴ O.K

11. 복합 말뚝계산

11.1 복합 이음위치 검토



11.2 복합 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 복합말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	20	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	50	
변 형 계 수	E0	10 · N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	16.9 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	12 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	3.8 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	13.1 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

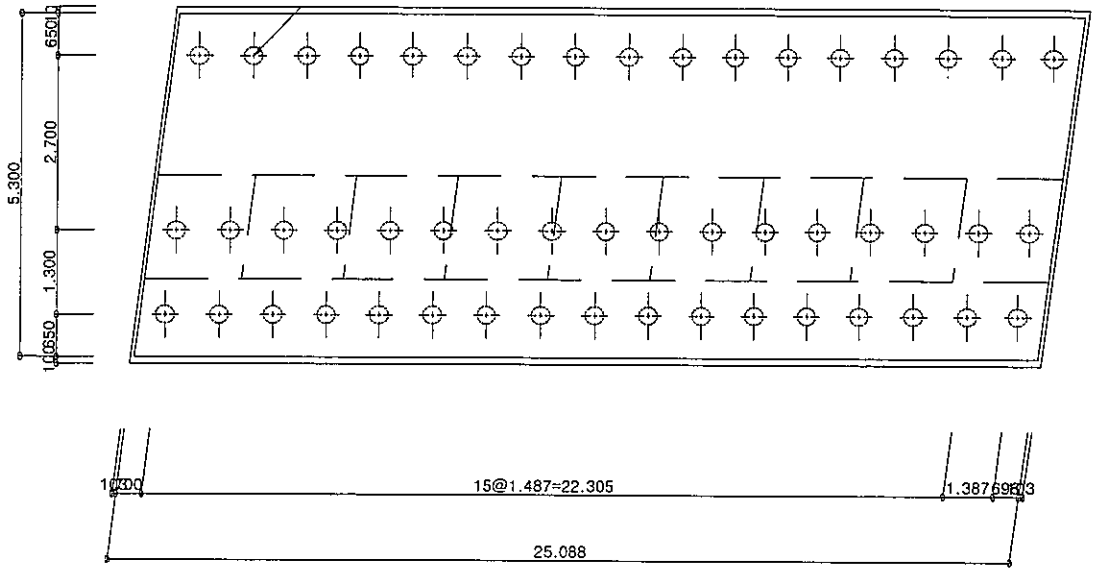
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	16112.567	4162.225	-2723.024	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	15610.807	3663.174	-3606.096	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	15610.807	5446.479	6634.593	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	29997.646	4454.926	3359.736	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	26343.353	3955.876	1422.541	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	26343.353	7657.134	21101.026	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	22254.060	7075.782	-2069.628	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	21175.276	6227.396	-3155.116	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	15610.807	5446.479	6634.593	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	42984.315	7456.294	6748.538	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	35127.585	6607.908	3407.376	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	26343.353	7657.134	21101.026	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D = 1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D = 0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	0.973
Kv	a·A·E / L	225394 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10 · N	20000		kN/m^2
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.073	0.975	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	66667	133333	kN/m^3
K_H		$k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	25628	55066	kN/m^3
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.431	0.521	m^{-1}
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.277 ≥ 3 (반무한장 말뚝)	8.810 ≥ 3 (반무한장 말뚝)	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)			
고정	K1	4·E·I·β^3	29522	52392	kN/m
	K2	2·E·I·β^2	34281	50250	kN/rad
	K3	2·E·I·β^2	34281	50250	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	79615	96391	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β^3	14761	26196	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1505601	2672010
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1748325	-2562758
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11495070	11495070
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	35965563	36821151
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0028367	0.0014017	0.0000622	0.0049100	0.0019360	0.0001811
COMBO 2	0.0024552	0.0013580	0.0000191	0.0042756	0.0018421	0.0001201
COMBO 3	0.0023693	0.0013580	0.0003451	0.0023693	0.0013580	0.0003451
COMBO 4	0.0032509	0.0026096	0.0002514	0.0054796	0.0037394	0.0004540
COMBO 5	0.0028333	0.0022917	0.0001773	0.0047680	0.0030559	0.0003265
COMBO 6	0.0036596	0.0022917	0.0008278	0.0036596	0.0022917	0.0008278

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.660 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토서

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0028367	0.0015116	0.0000622	340.694	81.612	-92.294
	2	0.0028367	0.0014307	0.0000622	322.473	81.612	-92.294
	3	0.0028367	0.0012628	0.0000622	284.631	81.612	-92.294
COMBO 2	1	0.0024552	0.0013918	0.0000191	313.694	71.827	-82.647
	2	0.0024552	0.0013669	0.0000191	308.102	71.827	-82.647
	3	0.0024552	0.0013154	0.0000191	296.488	71.827	-82.647
COMBO 3	1	0.0023693	0.0019677	0.0003451	443.507	106.794	-85.795
	2	0.0023693	0.0015191	0.0003451	342.392	106.794	-85.795
	3	0.0023693	0.0005873	0.0003451	132.383	106.794	-85.795
COMBO 4	1	0.0032509	0.0030538	0.0002514	688.313	87.351	-91.424
	2	0.0032509	0.0027270	0.0002514	614.637	87.351	-91.424
	3	0.0032509	0.0020481	0.0002514	461.617	87.351	-91.424
COMBO 5	1	0.0028333	0.0026049	0.0001773	587.129	77.566	-83.014
	2	0.0028333	0.0023744	0.0001773	535.184	77.566	-83.014
	3	0.0028333	0.0018958	0.0001773	427.296	77.566	-83.014
COMBO 6	1	0.0036596	0.0037541	0.0008278	846.154	150.140	-104.106
	2	0.0036596	0.0026780	0.0008278	603.605	150.140	-104.106
	3	0.0036596	0.0004430	0.0008278	99.850	150.140	-104.106

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0049100	0.0022560	0.0001811	508.481	138.741	-153.897
	2	0.0049100	0.0020205	0.0001811	455.407	138.741	-153.897
	3	0.0049100	0.0015314	0.0001811	345.175	138.741	-153.897
COMBO 2	1	0.0042756	0.0020543	0.0001201	463.032	122.106	-137.009
	2	0.0042756	0.0018982	0.0001201	427.836	122.106	-137.009
	3	0.0042756	0.0015739	0.0001201	354.737	122.106	-137.009
COMBO 3	1	0.0023693	0.0019677	0.0003451	443.507	106.794	-85.795
	2	0.0023693	0.0015191	0.0003451	342.392	106.794	-85.795
	3	0.0023693	0.0005873	0.0003451	132.383	106.794	-85.795
COMBO 4	1	0.0054796	0.0045414	0.0004540	1023.613	146.202	-151.699
	2	0.0054796	0.0039512	0.0004540	890.584	146.202	-151.699
	3	0.0054796	0.0027254	0.0004540	614.292	146.202	-151.699
COMBO 5	1	0.0047680	0.0036327	0.0003265	818.795	129.567	-137.457
	2	0.0047680	0.0032083	0.0003265	723.121	129.567	-137.457
	3	0.0047680	0.0023267	0.0003265	524.413	129.567	-137.457
COMBO 6	1	0.0036596	0.0037541	0.0008278	846.154	150.140	-104.106
	2	0.0036596	0.0026780	0.0008278	603.605	150.140	-104.106
	3	0.0036596	0.0004430	0.0008278	99.850	150.140	-104.106

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	340.694	81.612	-92.294	17
	2	0.467	0	322.473	81.612	-92.294	17
	3	-2.233	0	284.631	81.612	-92.294	17
	계			16112.567	4162.225	-2723.024	51
COMBO 2	1	1.767	0	313.694	71.827	-82.647	17
	2	0.467	0	308.102	71.827	-82.647	17
	3	-2.233	0	296.488	71.827	-82.647	17
	계			15610.807	3663.174	-3606.096	51
COMBO 3	1	1.767	0	443.507	106.794	-85.795	17
	2	0.467	0	342.392	106.794	-85.795	17
	3	-2.233	0	132.383	106.794	-85.795	17
	계			15610.807	5446.479	6634.593	51
COMBO 4	1	1.767	0	688.313	87.351	-91.424	17
	2	0.467	0	614.637	87.351	-91.424	17
	3	-2.233	0	461.617	87.351	-91.424	17
	계			29997.646	4454.926	3359.736	51
COMBO 5	1	1.767	0	587.129	77.566	-83.014	17
	2	0.467	0	535.184	77.566	-83.014	17
	3	-2.233	0	427.296	77.566	-83.014	17
	계			26343.353	3955.876	1422.541	51
COMBO 6	1	1.767	0	846.154	150.140	-104.106	17
	2	0.467	0	603.605	150.140	-104.106	17
	3	-2.233	0	99.850	150.140	-104.106	17
	계			26343.353	7657.134	21101.026	51

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	508.481	138.741	-153.897	17
	2	0.467	0	455.407	138.741	-153.897	17
	3	-2.233	0	345.175	138.741	-153.897	17
	계			22254.060	7075.782	-2069.628	51
COMBO 2	1	1.767	0	463.032	122.106	-137.009	17
	2	0.467	0	427.836	122.106	-137.009	17
	3	-2.233	0	354.737	122.106	-137.009	17
	계			21175.276	6227.396	-3155.116	51
COMBO 3	1	1.767	0	443.507	106.794	-85.795	17
	2	0.467	0	342.392	106.794	-85.795	17
	3	-2.233	0	132.383	106.794	-85.795	17
	계			15610.807	5446.479	6634.593	51
COMBO 4	1	1.767	0	1023.613	146.202	-151.699	17
	2	0.467	0	890.584	146.202	-151.699	17
	3	-2.233	0	614.292	146.202	-151.699	17
	계			42984.315	7456.294	6748.538	51
COMBO 5	1	1.767	0	818.795	129.567	-137.457	17
	2	0.467	0	723.121	129.567	-137.457	17
	3	-2.233	0	524.413	129.567	-137.457	17
	계			35127.585	6607.908	3407.376	51
COMBO 6	1	1.767	0	846.154	150.140	-104.106	17
	2	0.467	0	603.605	150.140	-104.106	17
	3	-2.233	0	99.850	150.140	-104.106	17
	계			26343.353	7657.134	21101.026	51

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	752800	1336005
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	11495070	11495070
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	31905205	31905205
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0055290	0.0014017	-0.0000853	0.0093993	0.0019360	-0.0000649
COMBO 2	0.0048661	0.0013580	-0.0001130	0.0082723	0.0018421	-0.0000989
COMBO 3	0.0040767	0.0013580	0.0002079	0.0040767	0.0013580	0.0002079
COMBO 4	0.0059178	0.0026096	0.0001053	0.0099047	0.0037394	0.0002115
COMBO 5	0.0052549	0.0022917	0.0000446	0.0087778	0.0030559	0.0001068
COMBO 6	0.0057314	0.0022917	0.0006614	0.0057314	0.0022917	0.0006614

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.918 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0055290	0.0012509	-0.0000853	281.948	81.612	0.000
	2	0.0055290	0.0013619	-0.0000853	306.956	81.612	0.000
	3	0.0055290	0.0015923	-0.0000853	358.895	81.612	0.000
COMBO 2	1	0.0048661	0.0011584	-0.0001130	261.088	71.827	0.000
	2	0.0048661	0.0013053	-0.0001130	294.206	71.827	0.000
	3	0.0048661	0.0016105	-0.0001130	362.989	71.827	0.000
COMBO 3	1	0.0040767	0.0017254	0.0002079	388.898	106.794	0.000
	2	0.0040767	0.0014551	0.0002079	327.967	106.794	0.000
	3	0.0040767	0.0008936	0.0002079	201.418	106.794	0.000
COMBO 4	1	0.0059178	0.0027956	0.0001053	630.121	87.351	0.000
	2	0.0059178	0.0026588	0.0001053	599.265	87.351	0.000
	3	0.0059178	0.0023744	0.0001053	535.181	87.351	0.000
COMBO 5	1	0.0052549	0.0023705	0.0000446	534.290	77.566	0.000
	2	0.0052549	0.0023125	0.0000446	521.226	77.566	0.000
	3	0.0052549	0.0021921	0.0000446	494.092	77.566	0.000
COMBO 6	1	0.0057314	0.0034601	0.0006614	779.889	150.140	0.000
	2	0.0057314	0.0026003	0.0006614	586.101	150.140	0.000
	3	0.0057314	0.0008147	0.0006614	183.619	150.140	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0093993	0.0018214	-0.0000649	410.524	138.741	0.000
	2	0.0093993	0.0019057	-0.0000649	429.531	138.741	0.000
	3	0.0093993	0.0020808	-0.0000649	469.007	138.741	0.000
COMBO 2	1	0.0082723	0.0016674	-0.0000989	375.824	122.106	0.000
	2	0.0082723	0.0017960	-0.0000989	404.800	122.106	0.000
	3	0.0082723	0.0020630	-0.0000989	464.981	122.106	0.000
COMBO 3	1	0.0040767	0.0017254	0.0002079	388.898	106.794	0.000
	2	0.0040767	0.0014551	0.0002079	327.967	106.794	0.000
	3	0.0040767	0.0008936	0.0002079	201.418	106.794	0.000
COMBO 4	1	0.0099047	0.0041131	0.0002115	927.055	146.202	0.000
	2	0.0099047	0.0038381	0.0002115	865.078	146.202	0.000
	3	0.0099047	0.0032670	0.0002115	736.356	146.202	0.000
COMBO 5	1	0.0087778	0.0032446	0.0001068	731.302	129.567	0.000
	2	0.0087778	0.0031057	0.0001068	700.009	129.567	0.000
	3	0.0087778	0.0028174	0.0001068	635.017	129.567	0.000
COMBO 6	1	0.0057314	0.0034601	0.0006614	779.889	150.140	0.000
	2	0.0057314	0.0026003	0.0006614	586.101	150.140	0.000
	3	0.0057314	0.0008147	0.0006614	183.619	150.140	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	281.948	81.612	0.000	17
	2	0.467	0	306.956	81.612	0.000	17
	3	-2.233	0	358.895	81.612	0.000	17
	계			16112.567	4162.225	-2723.024	51
COMBO 2	1	1.767	0	261.088	71.827	0.000	17
	2	0.467	0	294.206	71.827	0.000	17
	3	-2.233	0	362.989	71.827	0.000	17
	계			15610.807	3663.174	-3606.096	51
COMBO 3	1	1.767	0	388.898	106.794	0.000	17
	2	0.467	0	327.967	106.794	0.000	17
	3	-2.233	0	201.418	106.794	0.000	17
	계			15610.807	5446.479	6634.593	51
COMBO 4	1	1.767	0	630.121	87.351	0.000	17
	2	0.467	0	533.205	87.351	0.000	17
	3	-2.233	0	535.181	87.351	0.000	17
	계			29997.646	4454.926	3359.736	51
COMBO 5	1	1.767	0	534.290	77.566	0.000	17
	2	0.467	0	521.226	77.566	0.000	17
	3	-2.233	0	494.092	77.566	0.000	17
	계			26343.353	3955.876	1422.541	51
COMBO 6	1	1.767	0	779.889	150.140	0.000	17
	2	0.467	0	586.101	150.140	0.000	17
	3	-2.233	0	183.619	150.140	0.000	17
	계			26343.353	7657.134	21101.026	51

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	410.524	138.741	0.000	17
	2	0.467	0	429.531	138.741	0.000	17
	3	-2.233	0	469.007	138.741	0.000	17
	계			22254.060	7075.782	-2069.628	51
COMBO 2	1	1.767	0	375.824	122.106	0.000	17
	2	0.467	0	404.800	122.106	0.000	17
	3	-2.233	0	464.981	122.106	0.000	17
	계			21175.276	6227.396	-3155.116	51
COMBO 3	1	1.767	0	388.898	106.794	0.000	17
	2	0.467	0	327.967	106.794	0.000	17
	3	-2.233	0	201.418	106.794	0.000	17
	계			15610.807	5446.479	6634.593	51
COMBO 4	1	1.767	0	927.055	146.202	0.000	17
	2	0.467	0	865.078	146.202	0.000	17
	3	-2.233	0	736.356	146.202	0.000	17
	계			42984.315	7456.294	6748.538	51
COMBO 5	1	1.767	0	731.302	129.567	0.000	17
	2	0.467	0	700.009	129.567	0.000	17
	3	-2.233	0	635.017	129.567	0.000	17
	계			35127.585	6607.908	3407.376	51
COMBO 6	1	1.767	0	779.889	150.140	0.000	17
	2	0.467	0	586.101	150.140	0.000	17
	3	-2.233	0	183.619	150.140	0.000	17
	계			26343.353	7657.134	21101.026	51

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	340.694	81.612	-92.294	508.481	138.741	-153.897
	2	322.473	81.612	-92.294	455.407	138.741	-153.897
	3	284.631	81.612	-92.294	345.175	138.741	-153.897
COMBO 2	1	313.694	71.827	-82.647	463.032	122.106	-137.009
	2	308.102	71.827	-82.647	427.836	122.106	-137.009
	3	296.488	71.827	-82.647	354.737	122.106	-137.009
COMBO 3	1	443.507	106.794	-85.795	443.507	106.794	-85.795
	2	342.392	106.794	-85.795	342.392	106.794	-85.795
	3	132.383	106.794	-85.795	132.383	106.794	-85.795
COMBO 4	1	688.313	87.351	-91.424	1023.613	146.202	-151.699
	2	614.637	87.351	-91.424	890.584	146.202	-151.699
	3	461.617	87.351	-91.424	614.292	146.202	-151.699
COMBO 5	1	587.129	77.566	-83.014	818.795	129.567	-137.457
	2	535.184	77.566	-83.014	723.121	129.567	-137.457
	3	427.296	77.566	-83.014	524.413	129.567	-137.457
COMBO 6	1	846.154	150.140	-104.106	846.154	150.140	-104.106
	2	603.605	150.140	-104.106	603.605	150.140	-104.106
	3	99.850	150.140	-104.106	99.850	150.140	-104.106

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	281.948	81.612	0.000	410.524	138.741	0.000
	2	306.956	81.612	0.000	429.531	138.741	0.000
	3	358.895	81.612	0.000	469.007	138.741	0.000
COMBO 2	1	261.088	71.827	0.000	375.824	122.106	0.000
	2	294.206	71.827	0.000	404.800	122.106	0.000
	3	362.989	71.827	0.000	464.981	122.106	0.000
COMBO 3	1	388.898	106.794	0.000	388.898	106.794	0.000
	2	327.967	106.794	0.000	327.967	106.794	0.000
	3	201.418	106.794	0.000	201.418	106.794	0.000
COMBO 4	1	630.121	87.351	0.000	927.055	146.202	0.000
	2	599.265	87.351	0.000	865.078	146.202	0.000
	3	535.181	87.351	0.000	736.356	146.202	0.000
COMBO 5	1	534.290	77.566	0.000	731.302	129.567	0.000
	2	521.226	77.566	0.000	700.009	129.567	0.000
	3	494.092	77.566	0.000	635.017	129.567	0.000
COMBO 6	1	779.889	150.140	0.000	779.889	150.140	0.000
	2	586.101	150.140	0.000	586.101	150.140	0.000
	3	183.619	150.140	0.000	183.619	150.140	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 968.500 kN(평상시)

Ra2 = 1452.750 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 5.918 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 5.731 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 445.100 kN(평상시)

Pa2 = 667.650 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	340.694	284.631	968.500	445.100	O.K
	HINGE	358.895	281.948	968.500	445.100	O.K
COMBO 2	FIX	313.694	296.488	968.500	445.100	O.K
	HINGE	362.989	261.088	968.500	445.100	O.K
COMBO 3	FIX	443.507	132.383	1452.750	667.650	O.K
	HINGE	388.898	201.418	1452.750	667.650	O.K
COMBO 4	FIX	688.313	461.617	968.500	445.100	O.K
	HINGE	630.121	535.181	968.500	445.100	O.K
COMBO 5	FIX	587.129	427.296	968.500	445.100	O.K
	HINGE	534.290	494.092	968.500	445.100	O.K
COMBO 6	FIX	846.154	99.850	1452.750	667.650	O.K
	HINGE	779.889	183.619	1452.750	667.650	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 15268 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 450975060

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	340.694	92.294	73.478	140	O.K
	HINGE	358.895	61.107	57.381	140	O.K
COMBO 2	FIX	313.694	82.647	66.361	140	O.K
	HINGE	362.989	53.780	53.588	140	O.K
COMBO 3	FIX	443.507	85.795	76.609	210	O.K
	HINGE	388.898	66.045	62.084	210	O.K
COMBO 4	FIX	688.313	91.424	95.763	140	O.K
	HINGE	630.121	65.404	77.528	140	O.K
COMBO 5	FIX	587.129	83.014	84.474	140	O.K
	HINGE	534.290	58.078	67.189	140	O.K
COMBO 6	FIX	846.154	104.106	113.131	210	O.K
	HINGE	779.889	92.852	102.552	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 476.000 + 476.000^2) ÷

(3 × (496.000^2 + 476.000^2))

= 1.999 ; 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	81.612	10.688	80	O.K
	HINGE	81.612	10.688	80	O.K
COMBO 2	FIX	71.827	9.406	80	O.K
	HINGE	71.827	9.406	80	O.K
COMBO 3	FIX	106.794	13.985	120	O.K
	HINGE	106.794	13.985	120	O.K
COMBO 4	FIX	87.351	11.439	80	O.K
	HINGE	87.351	11.439	80	O.K
COMBO 5	FIX	77.566	10.158	80	O.K
	HINGE	77.566	10.158	80	O.K
COMBO 6	FIX	150.140	19.662	120	O.K
	HINGE	150.140	19.662	120	O.K

종점 교대

목 차

▣ 해 석 결 과 요 약
- ■ 말뚝 안정검토 및 응력검토
- ■ 단면 휨 설계
- ■ 사용성 검토
- ■ 주철근 조립도

1. 설 계 조 건

2. 단 면 가 정

3. 하 중 계 산
- 1) 자중 및 관성력
- 2) 배면토에 의한 토압
- 3) 상부구조에 의한 하중
- 4) 뒷채움 지표면의 상재하중

4. 안 정 검 토
- 1) 하중집계 및 조합
- 2) 전도에 대한 안정
- 3) 활동에 대한 안정
- 4) 지지력에 대한 안정

5. 단 면 설 계
- 1) 흉벽 설계
- 2) 벽체 설계
- 3) 기초 설계

6. 철근량 검토

7. 사 용 성 검 토
- 1.1 흉벽 설계
- 2.2 벽체 설계
- 3.3 기초 설계
- 4.4 사용성 검토

8. 날 개 벽 설 계
- 1) 좌측 날개벽
- 2) 우측 날개벽

9. 접 속 슬 래 브 설 계
- 1) 지간 및 하중 산정
- 2) 단면력 검토
- 3) 사용성 검토

10. 교 량 받 침 부 검 토
- 1) 받침 연단거리 검토
- 2) 최소 받침지지 길이 검토
- 3) 교량받침 수직력, 수평력 검토
- 4) 교량받침 보강 철근 검토
- 5) 교량받침 하면 보강
- 6) 교량받침 콘크리트 보강

11. 복 합 말 뚝 계 산

11.1 복합 이음위치 검토

11.2 복합 말뚝검토
- 1) 설계조건
- 2) 파일도심에서의 작용하중
- 3) 말뚝의 배치
- 4) 말뚝의 스프링 정수 산정
- 5) 말뚝의 변위 및 부재력

11.3 말뚝머리 작용력 집계표
- 1) 말뚝머리 고정일 경우
- 2) 말뚝머리 힌지일 경우

11.4 말뚝의 안정성 검토
- 1) 말뚝의 허용지지력 검토
- 2) 말뚝의 응력 검토

▣ 결과 요약

■ 말뚝 안정검토 및 응력검토

구 분		허용값	발생값	비 고
평상시	허용지지력(kN/EA)	1643.500	896.720	O.K
	허용인발력(kN/EA)	551.400	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	123.437	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	14.908	O.K
	수평변위(mm)	15.000	7.712	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2465.250	1056.510	O.K
	허용인발력(kN/EA)	827.100	-	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	140.534	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	24.666	O.K
	수평변위(mm)	15.000	7.190	O.K

■ 단면 휨 설계

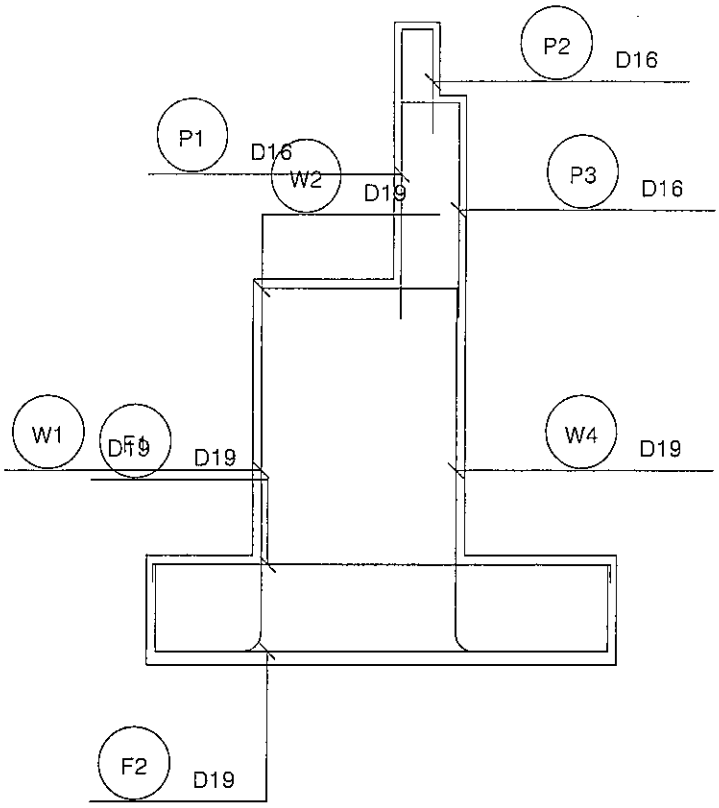
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1302.16	2292	345.473	603.833	1.748	O.K
후면저판		1200	100	446.711	2292	124.928	633.056	5.067	O.K
벽체 : H=5.803		2400	100	1111.9	2292	649.81	1334.408	2.054	O.K
흉벽		800	80	823.947	1588.8	150.004	286.971	1.913	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1364.66	2292	125.264	206.4	1.648	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2737.61	3096.8	244.241	274.202	1.123	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1315.61	2292	120.322	206.4	1.707	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2388.72	3096.8	214.677	274.202	1.277	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1371.94	2292	125.913	206.4	1.639	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2762.11	3096.8	246.3	274.202	1.113	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1302.67	2292	119.725	206.4	1.724	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2419.84	3096.8	217.333	274.202	1.262	O.K

■ 사용성 검토

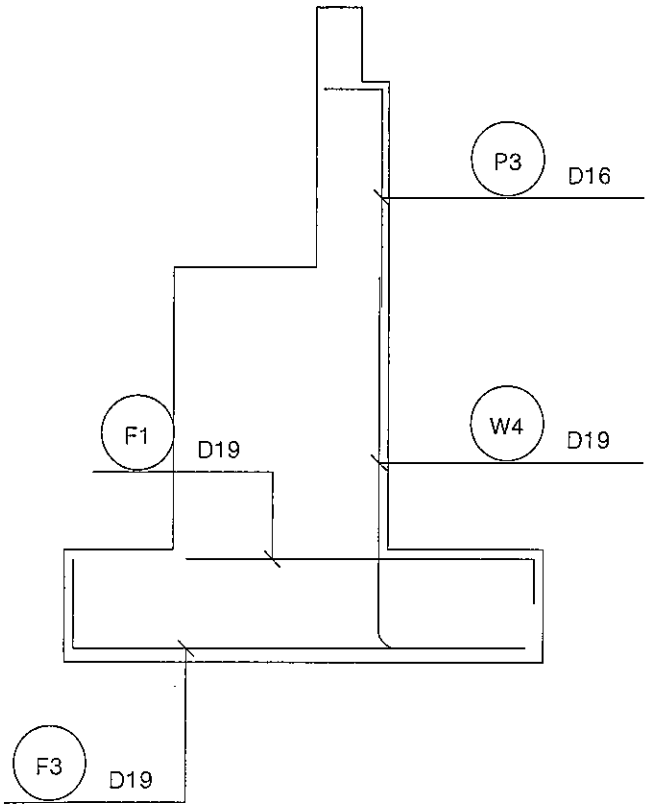
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		101.389	150	125.000	425.464	O.K
후면저판		26.192	150	125.000	2405.357	O.K
벽체 : H=5.803		51.267	150	125	1228.861	O.K
흉벽		81.509	150	125	772.918	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	94.936	150	125	653.258	O.K
	A(T=450 mm)	138.739	150	125	395.113	O.K
	B(T=450 mm)	91.615	150	125	683.327	O.K
	C(T=450 mm)	121.945	150	125	473.281	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	95.428	150	125	648.981	O.K
	A(T=450 mm)	139.909	150	125	390.368	O.K
	B(T=450 mm)	90.738	150	125	691.635	O.K
	C(T=450 mm)	123.454	150	125	465.39	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

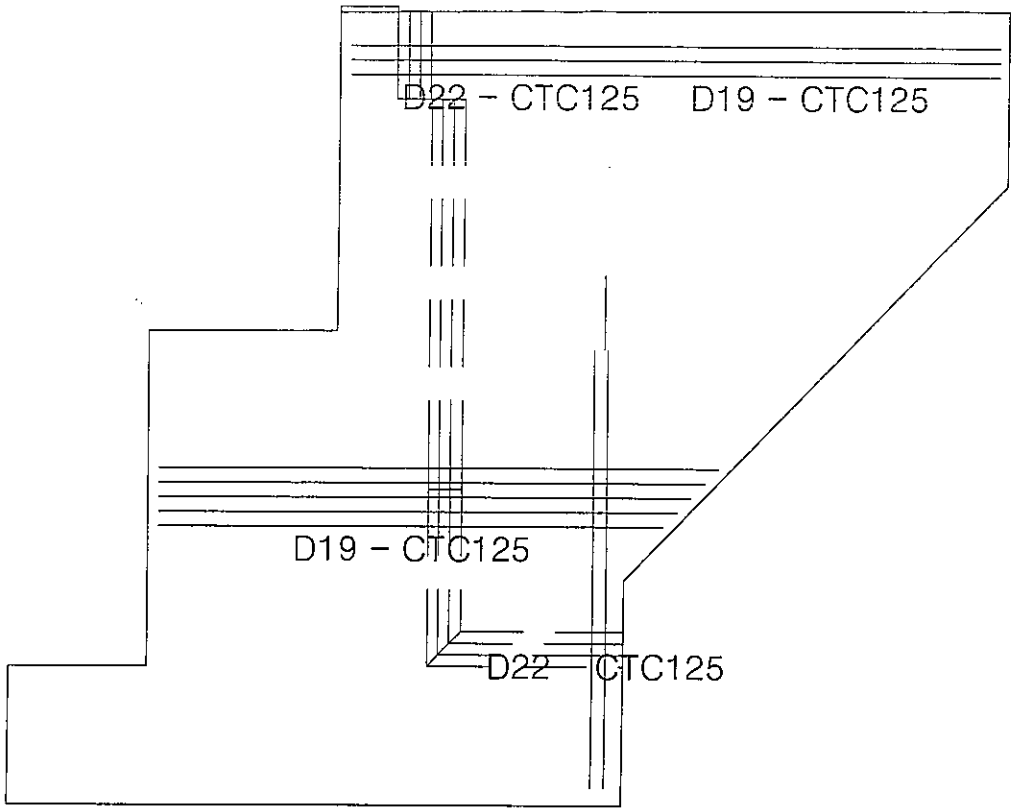


② Cycle (CTC = 250)

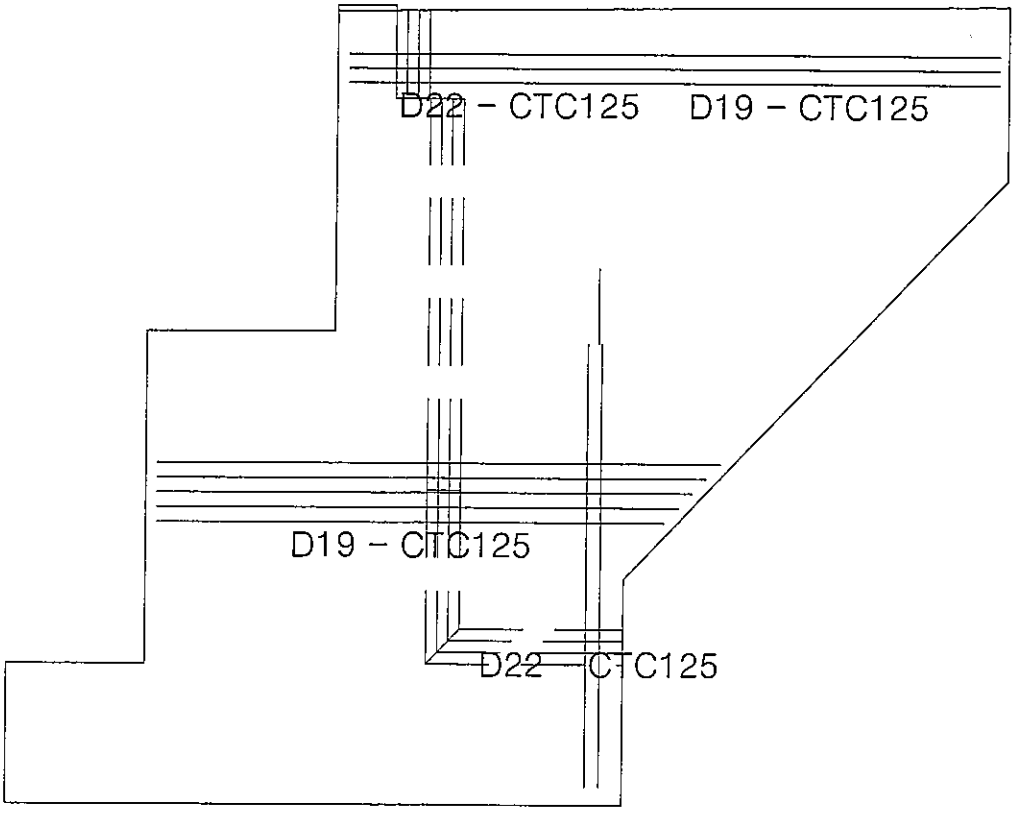


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : BICON GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 25.385 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.003 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 105.429 °

2) 하 중

(1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25.000 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
(2) 뒷채움재의 단위중량 : γs1 = 20.000 kN/m³ (토사) [도로설계요령 제3권 P380]
(3) 기초지반의 단위중량 : γs2 = 20.000 kN/m³
(4) 과 재 하 중 : ql = 10.000 kN/m
(5) 상부 고정하중 반력 : Rd = 422.692 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 124.180 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 10.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 27.247 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
(6) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도계수 × 지진구역계수
- 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.400 [도로교 설계기준 6.3.1]
- 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.110

4) 사 용 재 료 강 도

(1) 콘크리트의 설계기준 강도 : fck = 24.000 MPa
- 탄성계수 : Ec = 26986.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]
(2) 철근의 항복 강도(SD300) : fy = 300.000 MPa
- 탄성계수 : Es = 200000.000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

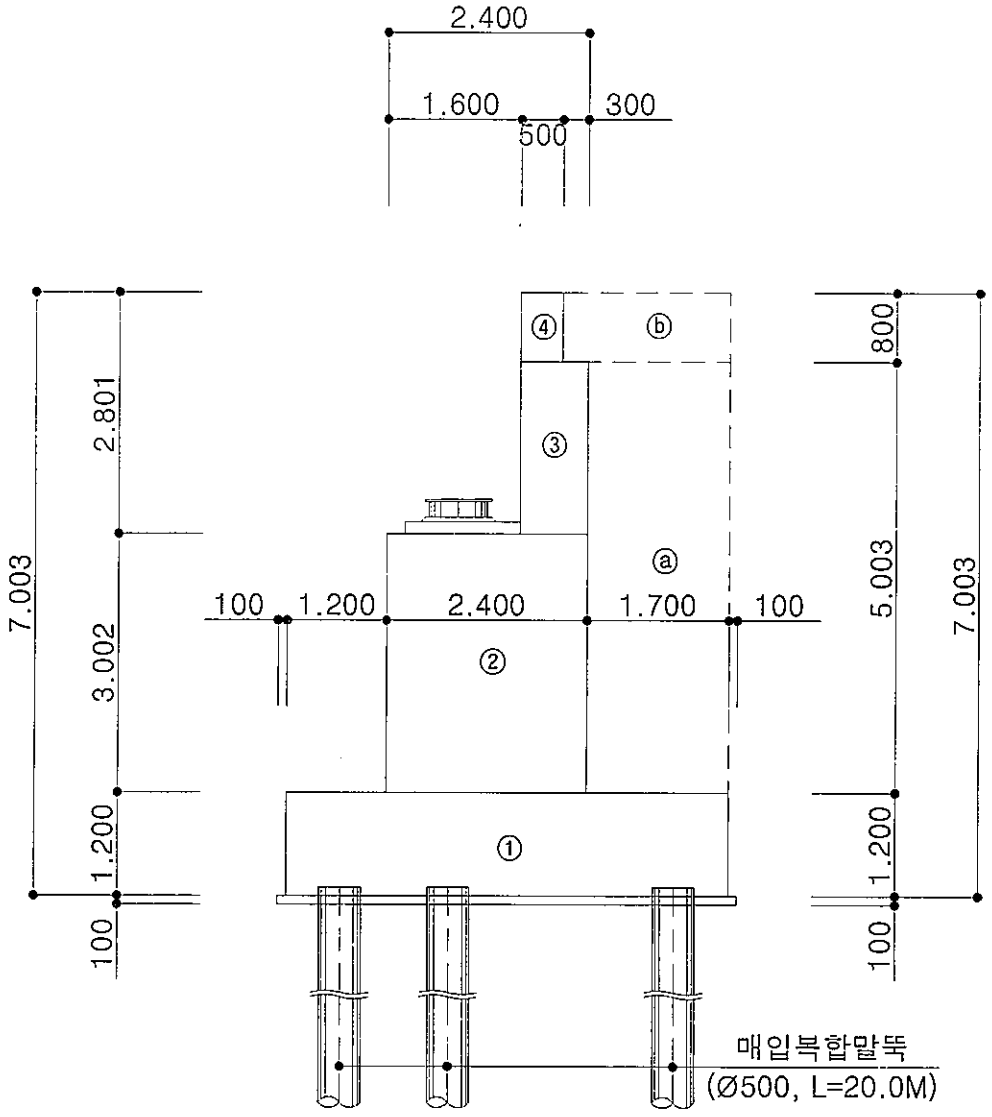
5) 설 계 방 법

(1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
(2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

6) 참 고 문 헌

(1) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
(2) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
(3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2008)
(4) 도로설계 요령 제3권 교량편 : 한국도로공사 (2009)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
고정하중	1315.11	1221.38	1194.18	1175.98	1166.69	1154.882	1154.952	1176.008	1170.763	10729.949
활하중	297.068	346.614	357.291	336.494	331.001	336.243	354.408	396.016	397.150	3152.285

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	8	9	계
교축방향	204.674	204.662	204.694	204.727	204.751	204.761	204.759	204.754	204.720	1842.502
직각방향	210.699	210.861	210.973	210.998	210.993	210.980	210.940	210.827	210.606	1897.877

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γ)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.300 × 1.200	= 6.360	25.000	159.000	12.243
	②	2.400 × 3.002	= 7.204	25.000	180.107	13.868
	③	0.800 × 2.001	= 1.601	25.000	40.027	3.082
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 15.565		389.134	29.963
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.003	= 8.505	20.000	170.106	13.098
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.105		202.106	15.562
총 계					591.240	45.525

註) 수평력(지진시 관성력) Hi = Kh × Vi (Kh = A/2 = 0.077)

② 모멘트 산정

구분	번호	팔 길 이		모멘트	
		수 평	수 직	Mxi	Myi
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.650	0.600	421.350	7.346
	②	2.400	2.701	432.256	37.457
	③	3.200	5.202	128.086	16.034
	④	3.050	3.633	30.500	5.084
	소 계			1012.192	65.921
뒷채움재	ⓐ	4.450	3.702	756.973	48.484
	ⓑ	4.300	6.603	137.600	16.270
	소 계			894.573	64.754
총 계				1906.766	130.675

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1012.192 / 389.134 = 2.601 m
  Y = 65.921 / 29.963 = 2.200 m
- 뒷채움재 : X = 894.573 / 202.106 = 4.426 m
  Y = 64.754 / 15.562 = 4.161 m

2) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수 (RANKINE) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수 (coulomb) : 단면설계시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

- 지진시 주동토압계수 (Mononobe - Okabe)

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2\beta * \cos(\delta + \theta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) * \cos(\beta - \alpha)}}\right]^2}$$

Φ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

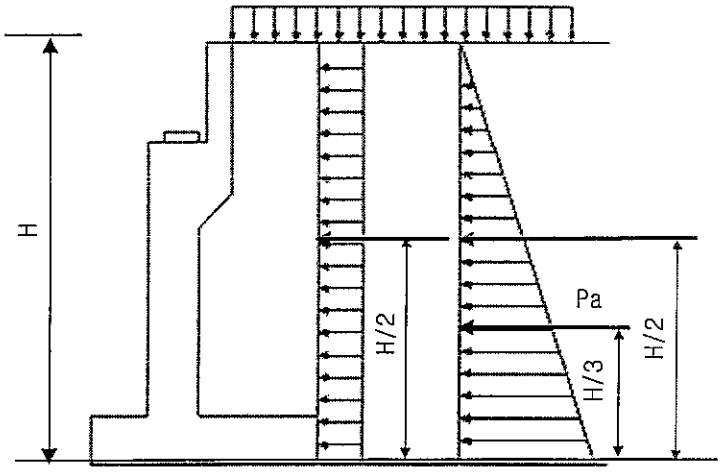
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평 상 시		지 진 시	
	안정검토	벽체설계	안정검토	벽체설계
Φ	35.000	35.000	35.000	35.000
α	0.000	0.000	0.000	0.000
β	0.000	0.000	0.000	0.000
δ	0.000	11.667	0.000	0.000
Θ	0.000	0.000	4.403	4.403
Kh	0.000	0.000	0.077	0.077
Ka,Kae	0.271	0.251	0.314	0.314



② 안정검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.003 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.003² x cos(0.000)
= 132.909 kN
y = H / 3 = 2.334 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.003 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.003² x cos(0.000)
= 153.998 kN
y = H / 2 = 3.502 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.803 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.803² x cos(11.667 + 0.000)
= 82.781 kN
y = H / 3 = 1.934 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.803 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.803² x cos(0.000 + 0.000)
= 105.744 kN
y = H / 2 = 2.902 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 10729.949 ÷ (24.470 / sin105.429) = 422.692 kN/m

- 활하중반력

Rl = 3152.285 ÷ (24.470 / sin105.429) = 124.180 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 90.3$

$= 0.022567$ m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 25.385 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2157.000 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2157.000 \times 0.022567 \times 9 / 25.385$

$= 17.258$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력 : 탄성받침인 경우

$Fm = Fm1 + Fm2$

$Fm1 = H1 \times \cos\theta$

$Fm2 = H2 \times \sin\theta$ (H2 ≤ kH x δ 일때)

$\sum(kH*\delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9
KH	2157	2157	2157	2157	2157	2157	2157	2157	2157
δ (m)	0.0949	0.09489	0.0949	0.09492	0.09493	0.09493	0.09493	0.09493	0.09492

$Fm = 74.764 \times \cos105.4 + 72.583 \times \sin105.4$

$= 89.858$ kN/m

H1 = 1897.877 ÷ (24.470 / sin105.4) = 74.764 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 1842.502 ÷ (24.470 / sin105.4) = 72.583 kN/m : 교축방향 수평력

[도로교설계기준 해설] (하부구조편) 5.4.3.4 (2)의 내용을 치환하여 적용

R x Kh x sinθ → H2 (교축방향 수평력)

R x Kh x cosθ → H1 (직각방향 수평력)

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.000 = 20.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.003 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 7.003 \times \cos0.000$

$= 18.978$ kN

$y = H / 2 = 3.502$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.803 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 5.803 \times \cos11.667$

$= 14.265$ kN

$y = H / 2 = 2.902$ m : 작용중심높이

4. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	389.134	-	2.601	2.200	1012.193	-
2. 교대구체(지진시)	389.134	29.963	2.601	2.200	1012.193	65.920
3. 뒷채움재(평상시)	202.106	-	4.426	4.161	894.572	-
4. 뒷채움재(지진시)	202.106	15.562	4.426	4.161	894.572	64.753
5. 배면토압(평상시)	-	132.909	-	2.334	-	310.260
6. 배면토압(지진시)	-	153.998	-	3.502	-	539.234
7. 뒷채움 상재하중	20.000	18.978	4.300	3.502	86.000	66.453
8. 상부 고정하중반력	422.692	-	2.053	-	867.787	-
9. 상부 활하중반력	124.180	-	2.053	-	254.942	-
10. 교량받침마찰력	-	17.258	-	4.602	-	79.417
11. 상부관성력	-	89.858	-	4.602	-	413.507

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	611.240	151.887	1992.765	376.713
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	591.240	132.909	1906.765	310.260
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	591.240	199.523	1906.765	669.907
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1158.112	169.145	3115.494	456.130
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1013.932	150.167	2774.552	389.677
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1013.932	289.381	2774.552	1083.414

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

2) 전도에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

3) 활동에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

4) 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초 이므로 불필요 : 『10. 말뚝검토』 참조

5) 말뚝도심에서의 작용하중 산정

① 말뚝도심의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(= 2.417) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	13.000	8.450	-
2 열	1.950	13.000	25.350	-
3 열	4.650	13.000	60.450	-
계	-	39.000	94.250	2.417

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	15516.327	3855.651	-0.227	-3522.206
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	15008.627	3373.895	-0.284	-4262.450
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15008.627	5064.891	0.325	4877.804
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	29398.673	4293.746	0.120	3527.841
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	25738.664	3811.989	0.065	1673.013
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	25738.664	7345.937	0.749	19278.259

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 25.385 m)을 고려한 결과값임.

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

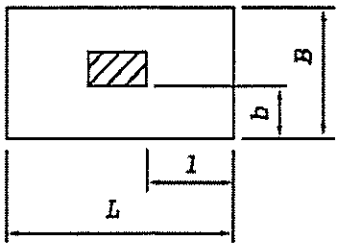
$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서 $$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우
kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)
= 120679.679 x 39 / (25.385 x 5.300) = 34982.386 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 25.385 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.300 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 39 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 34982.386) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.218$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 1.700) = 1.700
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 2.650, 뒷굽기준으로 검토

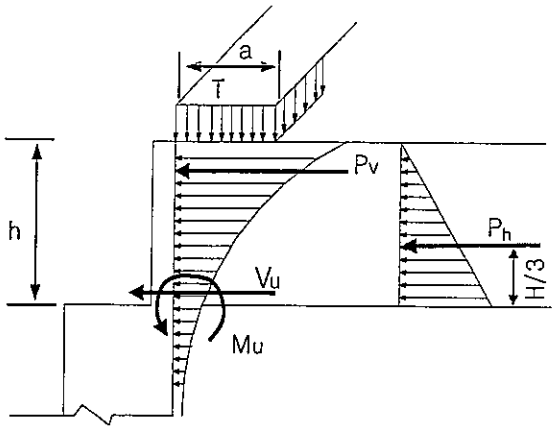


$\beta\lambda$ = 0.218 x 1.700 = 0.370 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 흉벽 설계

① 평상시 : 『도로교 설계기준 해설』 p73



- 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.801 - 0.36) = 70.224 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.801^2 x cos11.667 = 19.290 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.801 x 19.290 = 18.013 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 19.290 = 81.694 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 70.224 + 1.70 x 18.013 = 150.004 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.001 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.082 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.082 + 0.770 = 3.852 kN

Mw = 3.082 x 2.001/2 + 0.770 x (2.001 + 0.800/2) = 4.933 kN.m

- 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Kae x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 2.801^2 x cos0.000 = 24.641 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.801 x 24.641 = 34.515 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.852 + 1.00 x 24.641 = 28.493 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 4.933 + 1.00 x 34.515 = 39.448 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	81.694	150.004	
지진시	28.493	39.448	
설계단면력	81.694	150.004	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.803 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.720	2.106	-	1.000	17.720	37.310
2. 배면토압(평상시)	82.781	1.934	1.700	-	140.728	272.220
3. 배면토압(지진시)	105.744	2.902	-	1.000	105.744	306.823
4. 뒷채움 상재하중	14.265	2.902	1.700	-	24.250	70.364
5. 교량받침마찰력	17.258	3.402	1.300	-	22.435	76.320
6. 상부관성력	89.858	3.402	-	1.000	89.858	305.677

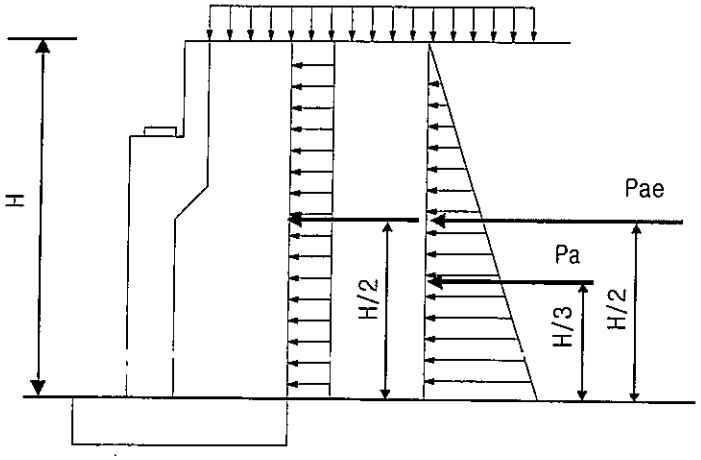
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.720 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 37.310 kN.m

y = Mo / Ho = 37.310 / 17.720 = 2.106



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.803 m)	187.413	418.904	
지진시(H = 5.803 m)	213.322	649.810	
설계단면력	213.322	649.810	

3) 기초 설계

① 작용하중 집계표 : 『하중계산 참조』

구 분	수직력	수평력	작용거리		모멘트	
			X(m)	Y(m)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
1. 교대구체(평상시)	389.134	-	2.601	2.200	1012.193	-
2. 교대구체(지진시)	389.134	29.963	2.601	2.200	1012.193	65.920
3. 뒷채움재(평상시)	202.106	-	4.426	4.161	894.572	-
4. 뒷채움재(지진시)	202.106	15.562	4.426	4.161	894.572	64.753
5. 배면토압(평상시)	-	132.909	-	2.334	-	310.260
6. 배면토압(지진시)	-	153.998	-	3.502	-	539.234
7. 토압의 연직분력	18.455	-	4.733	-	87.354	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	18.978	4.300	3.502	86.000	66.453
9. 상부 고정하중반력	422.692	-	2.053	-	867.787	-
10. 상부 활하중반력	124.180	-	2.053	-	254.942	-
11. 교량받침마찰력	-	17.258	-	4.602	-	79.417
12. 상부관성력	-	89.858	-	4.602	-	413.507

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	842.986	258.208	2812.196	640.412
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	799.986	225.945	2627.296	527.442
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	591.240	199.523	1906.765	669.907
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1659.472	280.643	4488.445	743.654
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1349.485	248.381	3755.419	630.684
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1013.932	289.381	2774.552	1083.414

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시

가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.

:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

② 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.417) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	21399.187	6554.608	-0.160	-3423.870
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	20307.632	5735.621	-0.208	-4223.987
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15008.627	5064.891	0.325	4877.804
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	42125.699	7124.130	0.160	6740.112
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	34256.679	6305.144	0.101	3459.925
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	25738.664	7345.937	0.749	19278.259

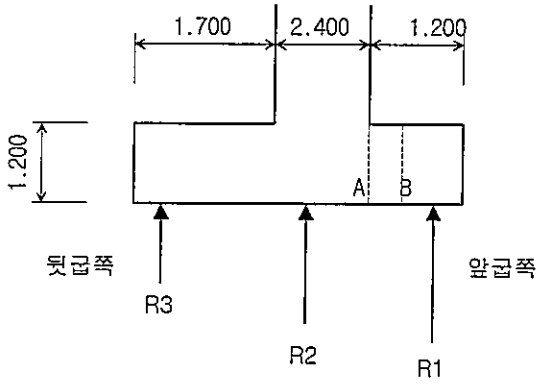
註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.385 m)를 고려한 결과값임.

Pile 반력집계 (본당)

구 분	계 수 하 중						사 용 하 중			
	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 3	COMBO 4	COMBO 5	COMBO 6	COMBO 1	COMBO 2	COMBO 4	COMBO 5
Ru1	612.63	557.91	531.49	1326.24	1059.96	1056.51	412.44	379.57	896.72	765.90
Ru2	533.94	502.50	405.87	1113.02	897.13	743.08	382.67	366.46	771.94	670.06
Ru3	467.87	473.68	199.44	769.04	648.83	158.67	379.42	391.49	573.16	526.04

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 13본 / 25.385m (kN/m)
R2 = Ru2 x 13본 / 25.385m (kN/m)
R3 = Ru3 x 13본 / 25.385m (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	612.630	565.590	619.340
COMB 2	557.910	530.530	607.860
COMB 3	531.490	423.580	284.200
COMB 4	1326.240	1145.150	922.830
COMB 5	1059.960	926.340	788.620
COMB 6	1056.510	764.710	262.220

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.550 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	172.556	-5.850	144.476
COMB 2	0.000	157.142	-5.850	129.062
COMB 3	0.000	149.702	-4.500	128.102
COMB 4	0.000	373.553	-5.850	345.473
COMB 5	0.000	298.551	-5.850	270.471
COMB 6	0.000	297.579	-4.500	275.979

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,
(-)반력은 사용하지 않는다.
말뚝반력에 의한 단면력
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

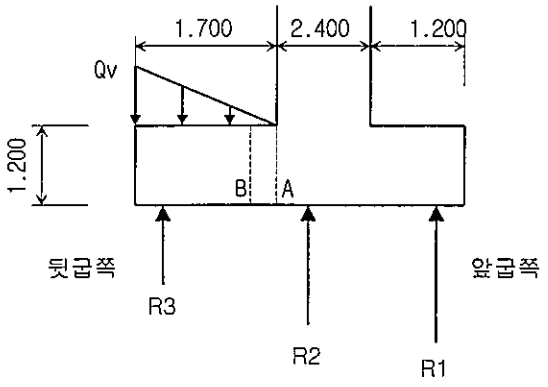
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

④ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 13본 / 25.385m (KN/m)

R2 = Ru2 x 13본 / 25.385m (KN/m)

R3 = Ru3 x 13본 / 25.385m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	492.820	533.940	467.870
COMB 2	451.770	502.500	473.680
COMB 3	464.450	405.870	199.440
COMB 4	1204.590	1113.020	769.040
COMB 5	949.380	897.130	648.830
COMB 6	974.600	743.080	158.670

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 1.700 x 25.000 = 51.000 kN

Ma = 1.200 x 1.700 x 25.000 x 1.700 / 2 = 43.350 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 5.944 x 20.000 = 202.106 kN

Ma = 202.106 x (4.426 - 3.600) = 166.900 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 1.700 = 17.000 kN

Ma = 17.000 x (4.450 - 3.600) = 14.450 kN.m

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시

$Pv = 1/2 \times Ka \times r \times H^2 \times \sin\delta$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 5.803^2 \times \sin 11.667$

= 18.454 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 18.454 / 1.700

= 21.711 kN

Vb = 21.711 x 1.700 / 2 - (1.700 - 1.700) / 1.700 x 21.711 / 2 = 18.454 kN

Ma = 21.711 x 1.700 x 1.700 / 3 = 20.914 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 1.050 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	239.603	251.583	157.356	88.364
COMB 2	242.580	254.709	117.830	54.171
COMB 3	102.135	107.242	150.971	103.008
COMB 4	393.836	413.528	3.123	-73.581
COMB 5	332.272	348.886	28.137	-40.006
COMB 6	81.259	85.322	171.847	124.928

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,

(-)반력은 사용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-온도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

COMB 4 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 5 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

COMB 6 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

6. 철근량 검토

1) 전면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	345.5	5.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1050.00 - 39.654) / 39.654 = 0.07644

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1302.156\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.760]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 1,302.156 ㎟

ρmin = MAX(1,302.156, 1,800.000) / bd = 0.00171

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00218

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1050 - a/2) = 603.833 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 345.473 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.748]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1050.00 = 685.857 kN

≥ Vu (= 5.850 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 300 =1986.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 1986.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 300 = 662.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 662.000 ㎟ ∴ O.K

2) 후면저판

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	124.9	171.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.08022

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 446.711 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 5.131]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

As, temp = 0.00150 × 1,000.0 × 1,200.0 = 1,800.000 ㎟

As, req = 446.711 ㎟

ρmin = MAX(446.711, 1,800.000) / bd = 0.00164

ρmax = 0.64 x Pb = 0.64 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00208

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (1100 - a/2) = 633.056 kN.m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

≥ Mu (= 124.928 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.067]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 718.517 kN

≥ Vu (= 171.847 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - C.T.C 150

D16 - C.T.C 150 =2648.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 1200.0 x 1000.0 = 1800.000 ㎟ < 2648.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D16 - C.T.C 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=5.803

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2400.0	2300.0	100.0	649.8	213.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2300.00 - 39.654) / 39.654 = 0.17101

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1111.898 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.061]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00100

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (2300.00 - a/2) = 1334.408 kN.m

≥ Mu (= 649.810 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.054]

* 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2300.00 = 1502.354 kN

≥ Vu (= 213.322 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2400.0 x 1000.0 = 3600.000 ㎟ < 1910.000 ㎟

(1910.000 / 1.000) = 1910.000 ㎟ > (1800㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

4) 흉벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	150.0	81.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 300.00 = 476640.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 23.365 mm, c = 23.365 / β1 = 23.365 / 0.85 = 27.488 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 27.488) / 27.488 = 0.07558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 823.947\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.928]

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 23.365 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (720.00 - a/2) = 286.971 kN.m

≥ Mu (= 150.004 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.913]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 470.302 kN

≥ Vu (= 81.694 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 300 = 1910.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1910.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 300 = 955.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

7. 사용성 검토

1) 흉벽 설계

① 윤하중에 의한 부재력

Pv = 114.60 x Ka

= 114.60 x 0.251 = 28.765 kN

Mp = 114.60 x Ka x (H - 0.36)

= 114.60 x 0.251 x (2.801 - 0.36) = 70.224 kN.m

② 토압에 의한 부재력

Ph = 1/2 x Ka x r x H^2 x cos δ

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 2.801^2 x cos11.667 = 19.290 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.801 x 19.290 = 18.013 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 19.290 = 48.055 kN

Ms = 70.224 + 18.013 = 88.238 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.803 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.720	2.106	-	1.000	17.720	37.310
2. 배면토압(평상시)	82.781	1.934	1.000	-	82.781	160.130
3. 배면토압(지진시)	105.744	2.902	-	1.000	105.744	306.823
4. 뒷채움 상재하중	14.265	2.902	1.000	-	14.265	41.391
5. 교량받침마찰력	17.258	3.402	1.000	-	17.258	58.708
6. 상부관성력	89.858	3.402	-	1.000	89.858	305.677

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.720 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 37.310 kN.m

y = Mo / Ho = 37.310 / 17.720 = 2.106

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	114.304	260.228	

3) 기초 설계

① 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	629.695	151.887	2080.119	376.712
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	609.695	132.909	1994.119	310.260
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	591.240	199.523	1906.765	669.907
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1176.567	169.145	3202.847	456.130
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1032.387	150.167	2861.905	389.677
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1013.932	289.381	2774.552	1083.414

註) COMB 1,2,3 : COMB 4,5,6, 상부하중 비재하시(가설시) : 상부하중 재하시
가설시의 활하중은 다짐기계(로울러)등 건설기계의 하중을 뜻함.
:활하중에 의한 수평력은 1.700의 하중계수를 적용한다.

① 말뚝도심에서의 작용하중 계산

$\sum M = \sum Mr - \sum Mo$

e = 말뚝도심(=2.417) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

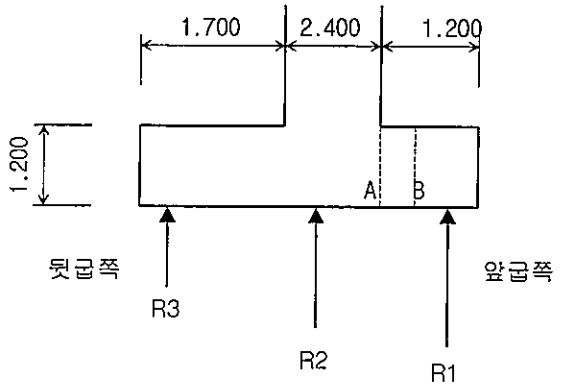
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	15984.808	3855.651	-0.288	-4603.625
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	15477.108	3373.895	-0.345	-5339.602
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	15008.627	5064.891	0.325	4877.804
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	29867.153	4293.746	0.082	2449.107
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	26207.141	3911.989	0.022	576.557
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	25738.664	7345.937	0.749	19278.259

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.385 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 13본 / 25.385m (KN/m)
R2 = Ru2 x 13본 / 25.385m (KN/m)
R3 = Ru3 x 13본 / 25.385m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	412.440	401.710	470.520
COMB 2	379.570	383.450	472.780
COMB 3	531.490	423.580	284.200
COMB 4	896.720	791.560	667.080
COMB 5	765.900	687.950	611.640
COMB 6	1056.510	764.710	262.220

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x 0.150 x 25.000 = 4.500 kN

Ma = 1.200 x 1.200 x 25.000 x 1.200 / 2 = 21.600 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1 x 0.000 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

Ma = R1 x 0.550 + R2 x 0.000 + R3 x 0.000 + R4 x 0.000

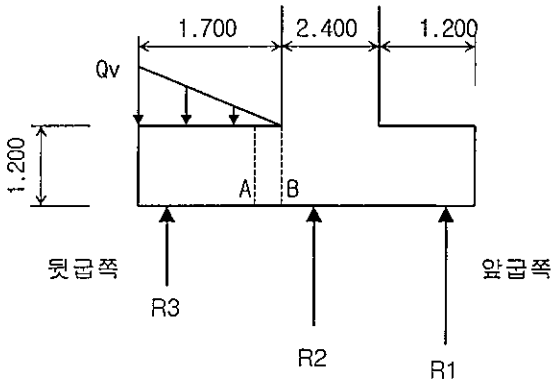
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	116.168	4.500	94.568
COMB 2	0.000	106.912	4.500	85.312
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	252.572	4.500	230.972
COMB 5	0.000	215.727	4.500	194.127
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 13본 / 25.385m (KN/m)

R2 = Ru2 x 13본 / 25.385m (KN/m)

R3 = Ru3 x 13본 / 25.385m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	340.370	382.670	379.420
COMB 2	315.270	366.460	391.490
COMB 3	464.450	405.870	199.440
COMB 4	822.420	771.940	573.160
COMB 5	698.190	670.060	526.040
COMB 6	974.600	743.080	158.670

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연직분력에 의한 단면력 : 평상시 - 『단면설계』 참조

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3 x 1.000 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

Ma = R3 x 1.050 + R2 x 0.000 + R1 x 0.000 + R0 x 0.000

→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	194.306	204.022	94.254	41.593
COMB 2	200.487	210.511	71.073	20.654
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	293.520	308.197	-4.961	-62.582
COMB 5	269.394	282.863	2.166	-51.699
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용하중단면력(상 시) = 1.0D + 1.0L + 1.0H -말뚝반력에의한 단면력

D-고정하중,L-활하중,H-토압,E-지진하중

말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

4) 사용성 검토

(1) 전면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 230.972 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 101.389 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x2292.000)]
= 168.211 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 19.00/2 = 140.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.39) - 2.5 x 140.50 = 425.46 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.39) = 621.37 mm
Sa는 작은 값인 425.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 425.46 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 62.582 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 26.192 Mpa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2292.000)]
= 172.514 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19.00/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 26.19) - 2.5 x 90.50 = 2780.45 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 26.19) = 2405.36 mm
Sa는 작은 값인 2405.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 2405.36 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.803

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 260.228 x 1000000 / [2292.000 x (2300.000 - 256.095/3)]
= 51.267 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2300.0/(7x2292.000)]
= 256.095 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.27) - 2.5 x 90.50 = 1309.83 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.27) = 1228.86 mm
Sa는 작은 값인 1228.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1228.86 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 88.238 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 81.509 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x1588.800)]
= 115.917 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

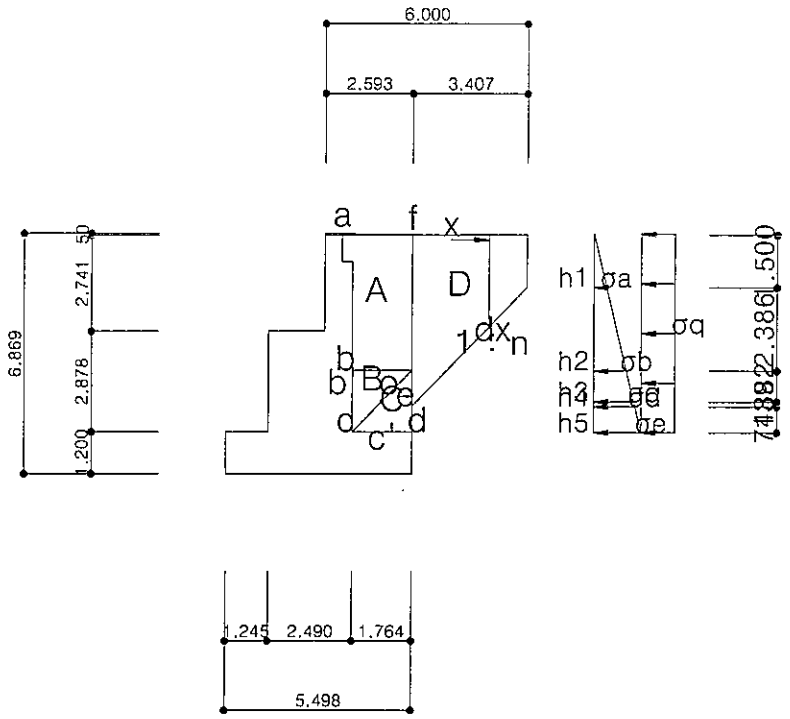
② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 81.51) - 2.5 x 72.00 = 786.15 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 81.51) = 772.92 mm
Sa는 작은 값인 772.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 772.92 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

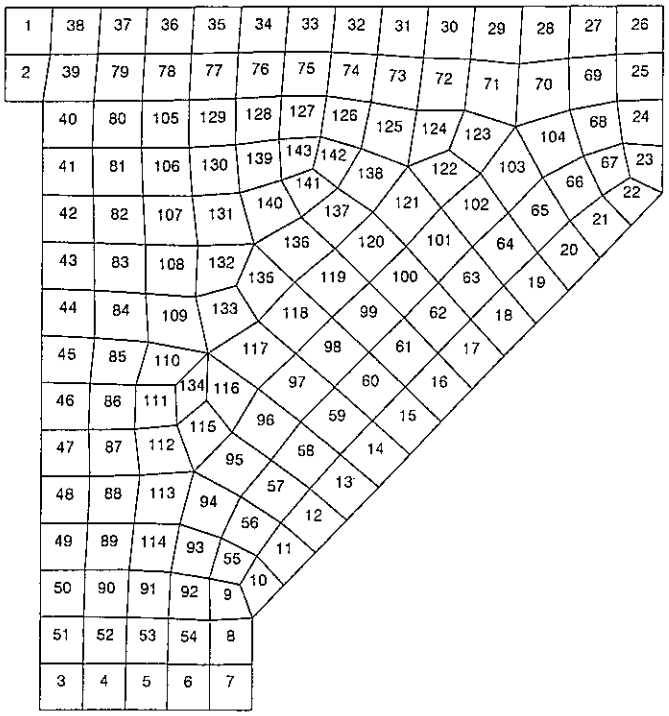


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) = 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	125.264	244.241	120.882	214.677
전단력(kN)	71.841	129.258	119.428	145.514

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	73.685	143.671	71.107	126.281
전단력(kN)	42.259	76.034	70.252	85.596

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	125.3	71.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1364.662 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.680]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 125.264 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.648]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 71.841 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	244.2	129.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2737.606 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.131]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 244.241 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.123]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 129.258 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	120.9	119.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1315.607 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.742]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 120.882 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.707]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 119.428 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	214.7	145.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2388.718 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.296]

1단 : 022 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 214.677 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.277]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 145.514 kN), 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.685 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 94.936 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.94) - 2.5 x 70.50 = 653.26 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 94.94) = 663.61 mm
Sa는 작은 값인 653.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 653.26 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.671 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 138.739 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.74) - 2.5 x 69.00 = 395.11 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.74) = 454.09 mm
Sa는 작은 값인 395.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 395.11 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 71.107 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 91.615 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 91.61) - 2.5 x 70.50 = 683.33 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 91.61) = 687.66 ㎜

Sa는 작은 값인 683.33 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 683.33 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 126.281 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 121.945 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.95) - 2.5 x 69.00 = 473.28 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 121.95) = 516.63 ㎜

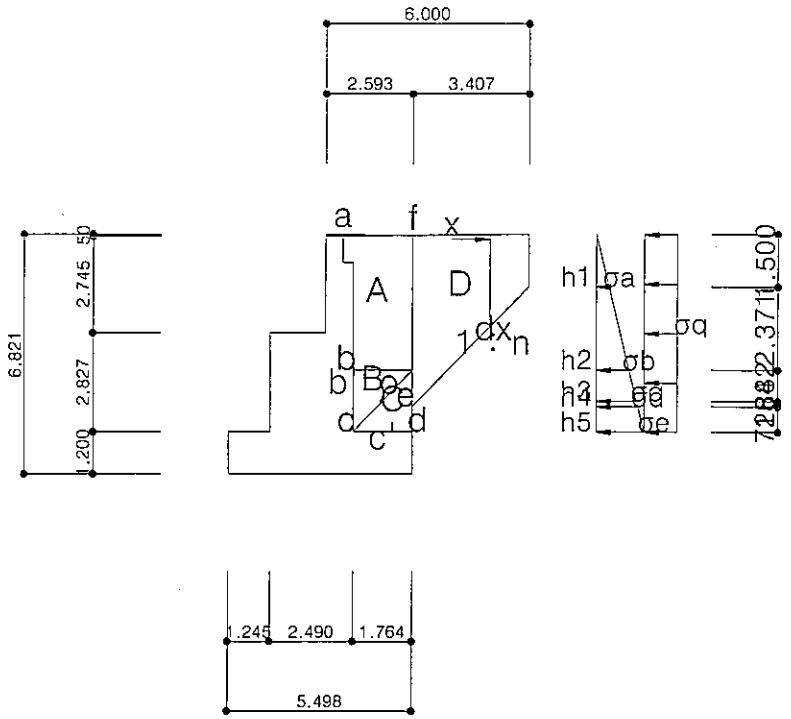
Sa는 작은 값인 473.28 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 473.28 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

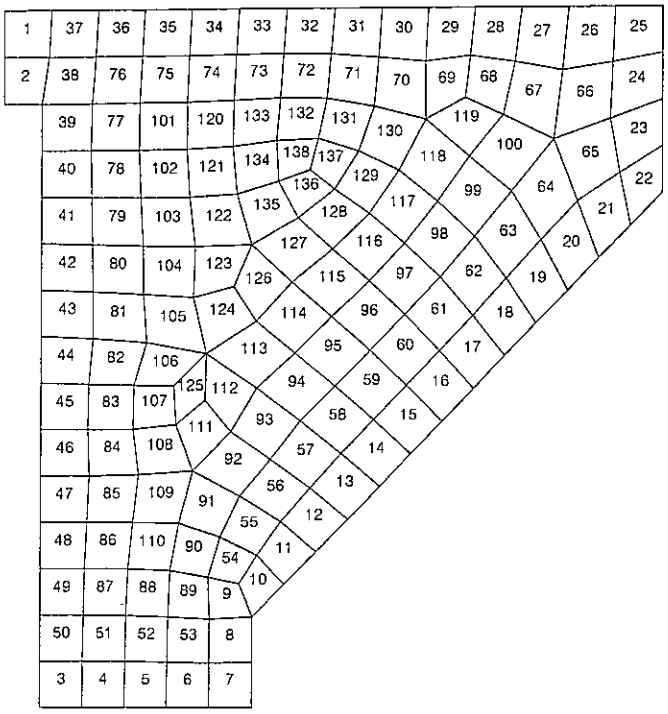


U = 1.700 · H + 1.700 · L

정지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(35.0°) 0.426

3D Plate 해석 시 자중은 프로그램 내부에서 고려됨.

① 해석 모델



② 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	125.913	246.300	119.725	217.333
전단력(kN)	71.966	129.738	118.965	147.835

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	74.067	144.882	70.426	127.843
전단력(kN)	42.333	76.316	69.979	86.962

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	125.9	72.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1371.939 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.671]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 125.913 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.639]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 71.966 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	246.3	129.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 ㎜, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 ㎜

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2762.108 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.121]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 ㎜

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 246.300 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.113]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 129.738 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	119.7	119.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 300.00 = 687600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 33.706 mm, c = 33.706 / β1 = 33.706 / 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 39.654) / 39.654 = 0.02499

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1302.669\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.759]

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 33.706 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 300 x (370.00 - a/2) = 206.400 kN.m

≥ Mu (= 119.725 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.724]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 118.965 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	217.3	147.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 300.00 = 929040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 24.00 x a x 1000.000 = 20400.000 x a

T = C 이므로, a = 45.541 mm, c = 45.541 / β1 = 45.541 / 0.85 = 53.578 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 53.578) / 53.578 = 0.01772

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2419.842 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.280]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00467

0.25 √fck / fy = 0.00408 , ρmin = 0.00467 적용

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00837

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 274.202 kN.m

≥ Mu (= 217.333 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.262]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 241.683 kN

≥ Vu (= 147.835 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.067 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 95.428 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.43) - 2.5 x 70.50 = 648.98 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 95.43) = 660.19 mm
Sa는 작은 값인 648.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 648.98 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 144.882 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 139.909 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.91) - 2.5 x 69.00 = 390.37 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.91) = 450.29 mm
Sa는 작은 값인 390.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 390.37 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.426 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 90.738 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x2292.000)]
= 94.092 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.74) - 2.5 x 70.50 = 691.64 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.74) = 694.31 ㎜

Sa는 작은 값인 691.64 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 691.64 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 127.843 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 123.454 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3096.800)]
= 106.819 ㎜

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.45) - 2.5 x 69.00 = 465.39 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.45) = 510.31 ㎜

Sa는 작은 값인 465.39 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 465.39 ㎜) ∴ O.K

9. 접속슬래브 검토

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

  Lp = 0.70 x 13.222 = 9.255 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m ; 접속판의 자중

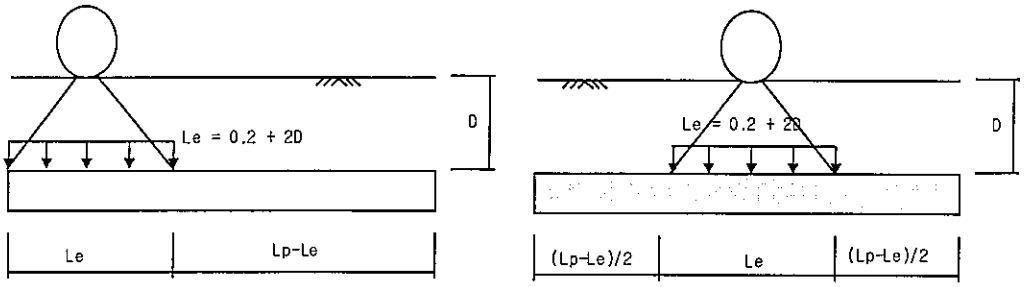
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 9.255 / 2 - 12.500 x 0. = 52.846 kN/m

Md = 12.500 x 9.255² / 8 = 133.848 kN.m/m

③ 활하중에 의한 부재력

활하중은 DB-24하중을 재하하기로 한다. 충격계수(i)는 0.3으로 한다.



Ps = 2 x 96.0 x (1 + i) / [3 x (0.2 + 2D)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x 0.000)]

= 416.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Lp x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 9.255 x 0.400) / (2 x 9.255)

= 78.705 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 9.255/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 190.432 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 52.846 + 2.15 x 78.705

= 237.917 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 133.848 + 2.15 x 190.432

= 583.431 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	500.0	400.0	100.0	583.4	237.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00839

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4789.757 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.073]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01285

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (400.00 - a/2) = 620.675 kN.m

≥ Mu (= 583.431 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.064]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 277.128 kN

≥ Vu (= 237.917 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(9.255) = 18.08% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4789.8 ㎟

필요 철근량 : 4789.8 x 0.181 = 865.9 ㎟ < 1910.0 ㎟ ∴ O.K

* 단면적비(온도 및 건조수축 철근) [콘크리트구조설계기준 5.7.2]

단면적대비 0.0020 이상

필요철근량 : 0.0020 x B x T

= 0.0020 x 1000 x 500 = 1000.0 ㎟ < 2865.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 955.0 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 324.280 x 1000000 / [5139.200 x (400.000 - 137.443/3)]

= 178.153 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x5139.200)]

= 137.443 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

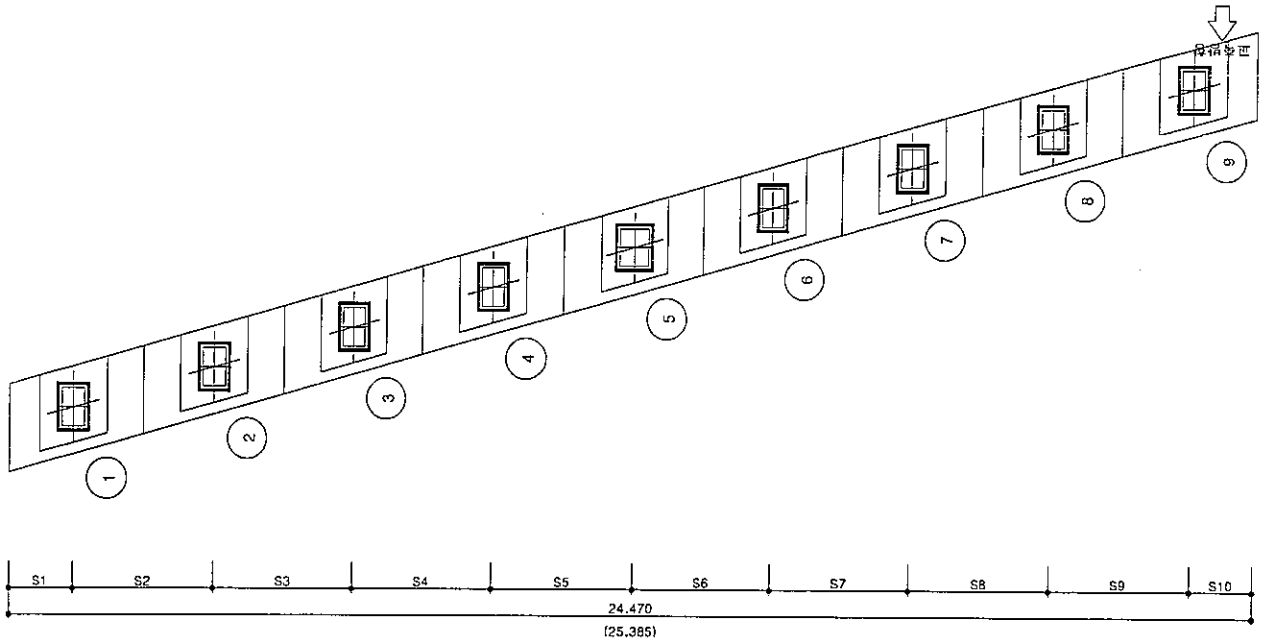
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.15) - 2.5 x 85.50 = 228.29 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 178.15) = 353.63 mm

Sa는 작은 값인 228.29 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 228.29 mm) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 45.271 = 426.354 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	426.354	730.000	430.000	443.990	O.K
2	426.354	730.000	430.000	443.982	O.K
3	426.354	730.000	430.000	443.975	O.K
4	426.354	730.000	430.000	443.968	O.K
5	426.354	700.000	550.000	442.462	O.K
6	426.354	730.000	430.000	443.955	O.K
7	426.354	730.000	430.000	443.949	O.K
8	426.354	730.000	430.000	443.943	O.K
9	426.354	730.000	430.000	443.937	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 105.4° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 15.43°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 135.505 + 6.66 \times 9.665) \times (1 + 0.000125 \times 15.43^2)$

$= 505.263$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1660 - 120 - 50 = 1490$ mm ≥ 505 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1612.182	O.K	310.586	263.374	O.K
SHOE 2	2000.000	1567.994	O.K	310.586	263.576	O.K
SHOE 3	2000.000	1551.472	O.K	310.586	263.716	O.K
SHOE 4	2000.000	1512.474	O.K	310.586	263.747	O.K
SHOE 5	2000.000	1497.690	O.K	310.586	263.741	O.K
SHOE 6	2000.000	1491.125	O.K	310.586	263.725	O.K
SHOE 7	2000.000	1509.360	O.K	310.586	263.675	O.K
SHOE 8	2000.000	1572.024	O.K	310.586	263.534	O.K
SHOE 9	2000.000	1567.913	O.K	310.586	263.257	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

4) 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1612.182	192.363	198.025	1283.000	1845.700	
2	1567.994	192.352	198.178	1283.000	1905.000	
3	1551.472	192.382	198.283	1283.000	1905.000	
4	1512.474	192.413	198.306	1283.000	1905.000	
5	1497.690	192.435	198.302	1403.000	1890.000	
6	1491.125	192.445	198.289	1283.000	1905.000	
7	1509.360	192.443	198.252	1283.000	1905.000	
8	1572.024	192.438	198.146	1283.000	1905.000	
9	1567.913	192.406	197.938	1283.000	1833.300	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 0.8)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2819.630	4369.200	O.K	3469.745	4369.200	O.K
2	2777.422	4369.200	O.K	3411.843	4369.200	O.K
3	2761.868	4369.200	O.K	3390.515	4369.200	O.K
4	2724.891	4369.200	O.K	3338.675	4369.200	O.K
5	2754.839	4369.200	O.K	3318.568	4369.200	O.K
6	2704.748	4369.200	O.K	3310.096	4369.200	O.K
7	2722.122	4369.200	O.K	3334.159	4369.200	O.K
8	2781.841	4369.200	O.K	3417.003	4369.200	O.K
9	2777.708	4369.200	O.K	3410.137	4369.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1282.419	9135.600	O.K	1320.169	9135.600	O.K
2	1282.343	9135.600	O.K	1321.184	9135.600	O.K
3	1282.544	9135.600	O.K	1321.886	9135.600	O.K
4	1282.751	9135.600	O.K	1322.043	9135.600	O.K
5	1282.901	9135.600	O.K	1322.011	9135.600	O.K
6	1282.964	9135.600	O.K	1321.930	9135.600	O.K
7	1282.951	9135.600	O.K	1321.679	9135.600	O.K
8	1282.920	9135.600	O.K	1320.971	9135.600	O.K
9	1282.707	9135.600	O.K	1319.586	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 4

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1512.474 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 90.3

  = 0.022567 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 2157.000 x 0.022567

  = 48.678 kN/m

  Hx1 = 48.678 / 1.15 = 42.328 kN

  Hx2 = 255.909 / 1.33 = 192.413 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 192.413 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 263.747 / 1.33 = 198.306 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 198.306 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 853.000 mm b2y = 1374.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1706.000 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2748.000 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/1706.000) x 1512.474 x 10^3 /150.000

= 1442.140 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1512.474 x 10^3 /150.000

= 2016.632 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 192.413 x 10^3 / 150.000

= 1282.751 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 198.306 x 10^3 / 150.000

= 1322.043 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1374.000 = 2104.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 853.000 mm가 Bxo/2 = 1052.000 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 853.000 + (730.000+1374.000)/2 = 1905.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 853.000 = 1283.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2016.632 + 1322.043 = 3338.675 mm^2

Bxo = 1905.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1442.140 + 1282.751 = 2724.891 mm^2

Byo = 1283.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 4

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 198.306 x 10^3 / 150.000 = 1322.043 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

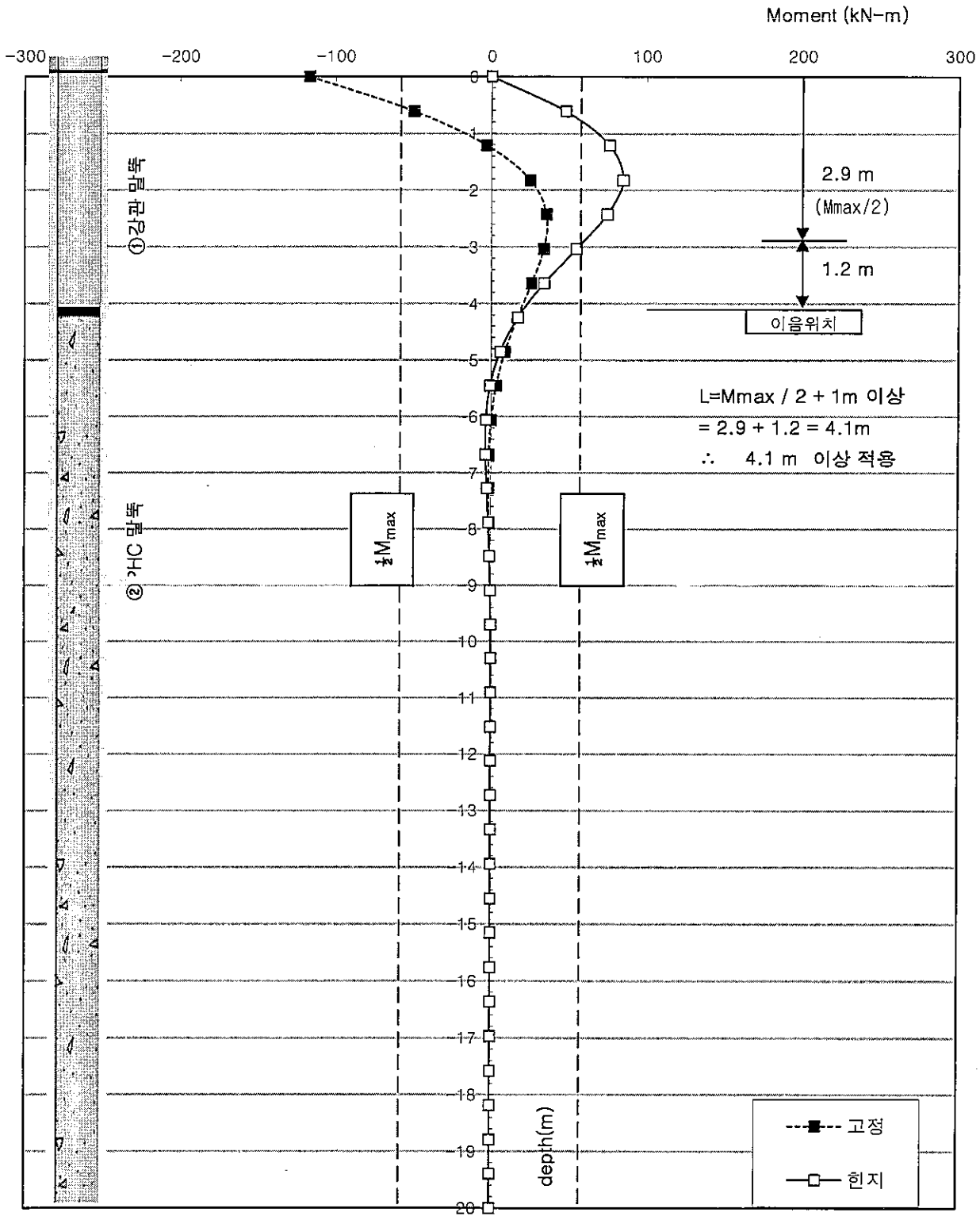
As1 = Hx/fsa = 192.413 x 10^3 / 150.000 = 1282.751 mm^2

사용철근 : D16 - 24 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 24 + 198.600 x 22 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

11. 복합 말뚝계산

11.1 복합 이음위치 검토



11.2 복합 말뚝검토

1) 설계조건

① 지반조건 및 기본가정

구 분		적 용	비 고
말뚝의 시공방법		프리보링 복합말뚝	
말뚝 머리의 평균 N치	NH	20	
말뚝 선단의 평균 N치	Ne	30	
변 형 계 수	E0	10 · N	
말뚝 선단의 근입깊이		1.0 m	
두부의 돌출길이		0.0 m	
말뚝의 총길이	L	19.9 m	

② 말뚝의 제원

a. 강관말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Ds	500 mm	
말 뚝 두 께	ts	12 mm	
부 식 두 께	t1s	2 mm	
유 효 지 름	Des	496 mm	
말 뚝 길 이	Ls	4.1 m	
단면2차모멘트	Is	450975060 mm^4	
탄 성 계 수	Es	205000 MPa	
강재의 종류		SKK400	

b. PHC말뚝의 제원

구 분		적 용	비 고
말 뚝 지 름	Dp	500 mm	
말 뚝 두 께	tp	80 mm	
부 식 두 께	t1p	0 mm	
유 효 지 름	Dep	500 mm	
말 뚝 길 이	Lp	15.8 m	
단면2차모멘트	Ip	2411989176 mm^4	
탄 성 계 수	Ep	40000 MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

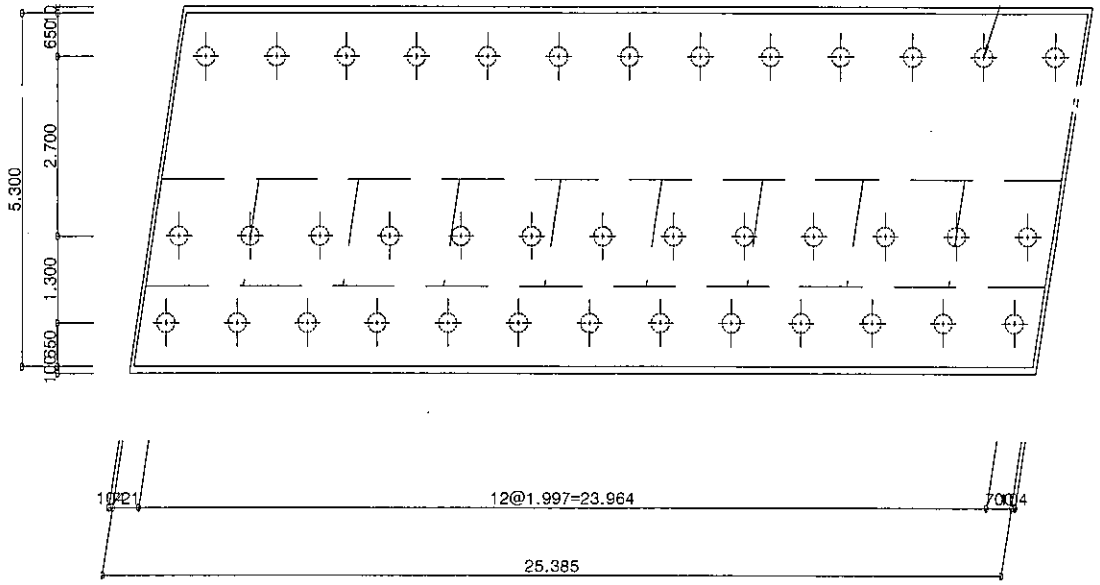
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	15516.327	3855.651	-3522.206	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	15008.627	3373.895	-4262.450	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	15008.627	5064.891	4877.804	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	29398.673	4439.760	4204.010	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	25738.664	3958.004	2342.218	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	25738.664	7345.937	19278.259	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	21399.187	6554.608	-3423.870	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	20307.632	5735.621	-4223.987	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	15008.627	5064.891	4877.804	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	42125.699	7313.949	7624.752	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	34256.679	6494.963	4350.598	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	25738.664	7345.937	19278.259	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

3) 말뚝의 배치



※ 말뚝의 간격 검토

구 분	적 용		비교	허 용		비 고
말뚝의 최소중심간격	1.3	m	>	2.5 · D = 1.25	m	∴ O.K
말뚝의 연단거리	0.65	m	>	1.25 · D = 0.625	m	∴ O.K

4) 말뚝의 스프링 정수 산정

① 축방향 스프링정수

구 분	계 산 식	적 용 값
a	0.013 ·(L/D)+ 0.53	1.052
Kv	a·A·E / L	208152 kN/m

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

구 분		계 산 식	적 용 값		
			상시	지진시	
E_0		10 · N	20000		kN/m²
α		-	1	2	
B_H		$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	1.073	0.975	
K_{H0}		$\frac{1}{30}\alpha E_o$	66667	133333	kN/m³
K_H		$k_{HO}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	25628	55066	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.431	0.521	m^{-1}
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	8.569 ≥ 3 (반무한장 말뚝)	10.374 ≥ 3 (반무한장 말뚝)	
		1<βL<3 (유한장 말뚝)			
고정	K1	4·E·I·β^3	29522	52392	kN/m
	K2	2·E·I·β^2	34281	50250	kN/rad
	K3	2·E·I·β^2	34281	50250	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	79615	96391	kN.m/rad
힌지	K1	2·E·I·β^3	14761	26196	kN/m
	K2,K3,K4	-	0	0	

h : 설계 지반면보다 위에 있는 부분의 말뚝 축방향 길이 (m)

5) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1151342	2043302
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1336954	-1959756
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	8117916	8117916
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	25636706	26290979
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0033949	0.0019114	0.0000397	0.0058949	0.0026360	0.0001739
COMBO 2	0.0029138	0.0018488	-0.0000143	0.0050991	0.0025016	0.0001012
COMBO 3	0.0028613	0.0018488	0.0003988	0.0028613	0.0018488	0.0003988
COMBO 4	0.0043074	0.0036215	0.0003886	0.0071297	0.0051892	0.0006692
COMBO 5	0.0037723	0.0031706	0.0002881	0.0062146	0.0042199	0.0004938
COMBO 6	0.0046294	0.0031706	0.0010783	0.0046294	0.0031706	0.0010783

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.629 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

⑥ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0033949	0.0019814	0.0000397	412.437	98.863	-113.222
	2	0.0033949	0.0019299	0.0000397	401.706	98.863	-113.222
	3	0.0033949	0.0018228	0.0000397	379.421	98.863	-113.222
COMBO 2	1	0.0029138	0.0018235	-0.0000143	379.574	86.510	-101.026
	2	0.0029138	0.0018421	-0.0000143	383.447	86.510	-101.026
	3	0.0029138	0.0018808	-0.0000143	391.489	86.510	-101.026
COMBO 3	1	0.0028613	0.0025534	0.0003988	531.495	129.869	-105.338
	2	0.0028613	0.0020349	0.0003988	423.576	129.869	-105.338
	3	0.0028613	0.0009581	0.0003988	199.439	129.869	-105.338
COMBO 4	1	0.0043074	0.0043080	0.0003886	896.720	113.840	-116.723
	2	0.0043074	0.0038028	0.0003886	791.561	113.840	-116.723
	3	0.0043074	0.0027535	0.0003886	573.155	113.840	-116.723
COMBO 5	1	0.0037723	0.0036796	0.0002881	765.905	101.487	-106.381
	2	0.0037723	0.0033050	0.0002881	687.950	101.487	-106.381
	3	0.0037723	0.0025272	0.0002881	526.043	101.487	-106.381
COMBO 6	1	0.0046294	0.0050757	0.0010783	1056.510	188.357	-128.684
	2	0.0046294	0.0036738	0.0010783	764.713	188.357	-128.684
	3	0.0046294	0.0007623	0.0010783	158.674	188.357	-128.684

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0058949	0.0029432	0.0001739	612.634	168.067	-188.240
	2	0.0058949	0.0027172	0.0001739	565.586	168.067	-188.240
	3	0.0058949	0.0022477	0.0001739	467.872	168.067	-188.240
COMBO 2	1	0.0050991	0.0026803	0.0001012	557.908	147.067	-166.750
	2	0.0050991	0.0025488	0.0001012	530.535	147.067	-166.750
	3	0.0050991	0.0022757	0.0001012	473.683	147.067	-166.750
COMBO 3	1	0.0028613	0.0025534	0.0003988	531.495	129.869	-105.338
	2	0.0028613	0.0020349	0.0003988	423.576	129.869	-105.338
	3	0.0028613	0.0009581	0.0003988	199.439	129.869	-105.338
COMBO 4	1	0.0071297	0.0063715	0.0006692	1326.244	187.537	-191.131
	2	0.0071297	0.0055015	0.0006692	1145.153	187.537	-191.131
	3	0.0071297	0.0036946	0.0006692	769.041	187.537	-191.131
COMBO 5	1	0.0062146	0.0050923	0.0004938	1059.962	166.538	-173.729
	2	0.0062146	0.0044503	0.0004938	926.342	166.538	-173.729
	3	0.0062146	0.0031171	0.0004938	648.825	166.538	-173.729
COMBO 6	1	0.0046294	0.0050757	0.0010783	1056.510	188.357	-128.684
	2	0.0046294	0.0036738	0.0010783	764.713	188.357	-128.684
	3	0.0046294	0.0007623	0.0010783	158.674	188.357	-128.684

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	412.437	98.863	-113.222	13
	2	0.467	0	401.706	98.863	-113.222	13
	3	-2.233	0	379.421	98.863	-113.222	13
	계			15516.327	3855.651	-3522.206	39
COMBO 2	1	1.767	0	379.574	86.510	-101.026	13
	2	0.467	0	383.447	86.510	-101.026	13
	3	-2.233	0	391.489	86.510	-101.026	13
	계			15008.627	3373.895	-4262.450	39
COMBO 3	1	1.767	0	531.495	129.869	-105.338	13
	2	0.467	0	423.576	129.869	-105.338	13
	3	-2.233	0	199.439	129.869	-105.338	13
	계			15008.627	5064.891	4877.804	39
COMBO 4	1	1.767	0	896.720	113.840	-116.723	13
	2	0.467	0	791.561	113.840	-116.723	13
	3	-2.233	0	573.155	113.840	-116.723	13
	계			29398.673	4439.760	4204.010	39
COMBO 5	1	1.767	0	765.905	101.487	-106.381	13
	2	0.467	0	687.950	101.487	-106.381	13
	3	-2.233	0	526.043	101.487	-106.381	13
	계			25738.664	3958.004	2342.218	39
COMBO 6	1	1.767	0	1056.510	188.357	-128.684	13
	2	0.467	0	764.713	188.357	-128.684	13
	3	-2.233	0	158.674	188.357	-128.684	13
	계			25738.664	7345.937	19278.259	39

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	612.634	168.067	-188.240	13
	2	0.467	0	565.586	168.067	-188.240	13
	3	-2.233	0	467.872	168.067	-188.240	13
	계			21399.187	6554.608	-3423.870	39
COMBO 2	1	1.767	0	557.908	147.067	-166.750	13
	2	0.467	0	530.535	147.067	-166.750	13
	3	-2.233	0	473.683	147.067	-166.750	13
	계			20307.632	5735.621	-4223.987	39
COMBO 3	1	1.767	0	531.495	129.869	-105.338	13
	2	0.467	0	423.576	129.869	-105.338	13
	3	-2.233	0	199.439	129.869	-105.338	13
	계			15008.627	5064.891	4877.804	39
COMBO 4	1	1.767	0	1326.244	187.537	-191.131	13
	2	0.467	0	1145.153	187.537	-191.131	13
	3	-2.233	0	769.041	187.537	-191.131	13
	계			42125.699	7313.949	7624.752	39
COMBO 5	1	1.767	0	1059.962	166.538	-173.729	13
	2	0.467	0	926.342	166.538	-173.729	13
	3	-2.233	0	648.825	166.538	-173.729	13
	계			34256.679	6494.963	4350.598	39
COMBO 6	1	1.767	0	1056.510	168.357	-128.684	13
	2	0.467	0	764.713	188.357	-128.684	13
	3	-2.233	0	158.674	188.357	-128.684	13
	계			25738.664	7345.937	19278.259	39

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	575671	1021651
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0	0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	8117916	8117916
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0	0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	22531727	22531727
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0066977	0.0019114	-0.0001563	0.0113860	0.0026360	-0.0001520
COMBO 2	0.0058608	0.0018488	-0.0001892	0.0099634	0.0025016	-0.0001875
COMBO 3	0.0049576	0.0018488	0.0002165	0.0049576	0.0018488	0.0002165
COMBO 4	0.0077123	0.0036215	0.0001866	0.0127051	0.0051892	0.0003384
COMBO 5	0.0068755	0.0031706	0.0001040	0.0112824	0.0042199	0.0001931
COMBO 6	0.0071903	0.0031706	0.0008556	0.0071903	0.0031706	0.0008556

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.712 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

ⓑ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0066977	0.0016352	-0.0001563	340.369	98.863	0.000
	2	0.0066977	0.0018384	-0.0001563	382.670	98.863	0.000
	3	0.0066977	0.0022605	-0.0001563	470.524	98.863	0.000
COMBO 2	1	0.0058608	0.0015146	-0.0001892	315.270	86.510	0.000
	2	0.0058608	0.0017605	-0.0001892	366.461	86.510	0.000
	3	0.0058608	0.0022713	-0.0001892	472.779	86.510	0.000
COMBO 3	1	0.0049576	0.0022313	0.0002165	464.446	129.869	0.000
	2	0.0049576	0.0019499	0.0002165	405.865	129.869	0.000
	3	0.0049576	0.0013653	0.0002165	284.198	129.869	0.000
COMBO 4	1	0.0077123	0.0039511	0.0001866	822.425	113.840	0.000
	2	0.0077123	0.0037085	0.0001866	771.936	113.840	0.000
	3	0.0077123	0.0032048	0.0001866	667.075	113.840	0.000
COMBO 5	1	0.0068755	0.0033542	0.0001040	698.192	101.487	0.000
	2	0.0068755	0.0032191	0.0001040	670.063	101.487	0.000
	3	0.0068755	0.0029384	0.0001040	611.641	101.487	0.000
COMBO 6	1	0.0071903	0.0046822	0.0008556	974.601	188.357	0.000
	2	0.0071903	0.0035699	0.0008556	743.077	188.357	0.000
	3	0.0071903	0.0012597	0.0008556	262.219	188.357	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0113860	0.0023676	-0.0001520	492.817	168.067	0.000
	2	0.0113860	0.0025651	-0.0001520	533.936	168.067	0.000
	3	0.0113860	0.0029754	-0.0001520	619.338	168.067	0.000
COMBO 2	1	0.0099634	0.0021704	-0.0001875	451.770	147.067	0.000
	2	0.0099634	0.0024141	-0.0001875	502.498	147.067	0.000
	3	0.0099634	0.0029203	-0.0001875	607.857	147.067	0.000
COMBO 3	1	0.0049576	0.0022313	0.0002165	464.446	129.869	0.000
	2	0.0049576	0.0019499	0.0002165	405.865	129.869	0.000
	3	0.0049576	0.0013653	0.0002165	284.198	129.869	0.000
COMBO 4	1	0.0127051	0.0057871	0.0003384	1204.588	187.537	0.000
	2	0.0127051	0.0053471	0.0003384	1113.018	187.537	0.000
	3	0.0127051	0.0044335	0.0003384	922.833	187.537	0.000
COMBO 5	1	0.0112824	0.0045610	0.0001931	949.381	166.538	0.000
	2	0.0112824	0.0043100	0.0001931	897.132	166.538	0.000
	3	0.0112824	0.0037887	0.0001931	788.615	166.538	0.000
COMBO 6	1	0.0071903	0.0046822	0.0008556	974.601	188.357	0.000
	2	0.0071903	0.0035699	0.0008556	743.077	188.357	0.000
	3	0.0071903	0.0012597	0.0008556	262.219	188.357	0.000

ⓒ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	340.369	98.863	0.000	13
	2	0.467	0	382.670	98.863	0.000	13
	3	-2.233	0	470.524	98.863	0.000	13
	계			15516.327	3855.651	-3522.206	39
COMBO 2	1	1.767	0	315.270	86.510	0.000	13
	2	0.467	0	366.461	86.510	0.000	13
	3	-2.233	0	472.779	86.510	0.000	13
	계			15008.627	3373.895	-4262.450	39
COMBO 3	1	1.767	0	464.446	129.869	0.000	13
	2	0.467	0	405.865	129.869	0.000	13
	3	-2.233	0	284.198	129.869	0.000	13
	계			15008.627	5064.891	4877.804	39
COMBO 4	1	1.767	0	822.425	113.840	0.000	13
	2	0.467	0	771.936	113.840	0.000	13
	3	-2.233	0	667.075	113.840	0.000	13
	계			29398.673	4439.760	4204.010	39
COMBO 5	1	1.767	0	698.192	101.487	0.000	13
	2	0.467	0	670.063	101.487	0.000	13
	3	-2.233	0	611.641	101.487	0.000	13
	계			25738.664	3958.004	2342.218	39
COMBO 6	1	1.767	0	974.601	188.357	0.000	13
	2	0.467	0	743.077	188.357	0.000	13
	3	-2.233	0	262.219	188.357	0.000	13
	계			25738.664	7345.937	19278.259	39

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	492.817	168.067	0.000	13
	2	0.467	0	533.936	168.067	0.000	13
	3	-2.233	0	619.338	168.067	0.000	13
	계			21399.187	6554.608	-3423.870	39
COMBO 2	1	1.767	0	451.770	147.067	0.000	13
	2	0.467	0	502.498	147.067	0.000	13
	3	-2.233	0	607.857	147.067	0.000	13
	계			20307.632	5735.621	-4223.987	39
COMBO 3	1	1.767	0	464.446	129.869	0.000	13
	2	0.467	0	405.865	129.869	0.000	13
	3	-2.233	0	284.198	129.869	0.000	13
	계			15008.627	5064.891	4877.804	39
COMBO 4	1	1.767	0	1204.588	187.537	0.000	13
	2	0.467	0	1113.018	187.537	0.000	13
	3	-2.233	0	922.833	187.537	0.000	13
	계			42125.699	7313.949	7624.752	39
COMBO 5	1	1.767	0	949.381	166.538	0.000	13
	2	0.467	0	897.132	166.538	0.000	13
	3	-2.233	0	788.615	166.538	0.000	13
	계			34256.679	6494.963	4350.598	39
COMBO 6	1	1.767	0	974.601	188.357	0.000	13
	2	0.467	0	743.077	188.357	0.000	13
	3	-2.233	0	262.219	188.357	0.000	13
	계			25738.664	7345.937	19278.259	39

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구 분		사 용 하 중			계 수 하 중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	412.437	98.863	-113.222	612.634	168.067	-188.240
	2	401.706	98.863	-113.222	565.586	168.067	-188.240
	3	379.421	98.863	-113.222	467.872	168.067	-188.240
COMBO 2	1	379.574	86.510	-101.026	557.908	147.067	-166.750
	2	383.447	86.510	-101.026	530.535	147.067	-166.750
	3	391.489	86.510	-101.026	473.683	147.067	-166.750
COMBO 3	1	531.495	129.869	-105.338	531.495	129.869	-105.338
	2	423.576	129.869	-105.338	423.576	129.869	-105.338
	3	199.439	129.869	-105.338	199.439	129.869	-105.338
COMBO 4	1	896.720	113.840	-116.723	1326.244	187.537	-191.131
	2	791.561	113.840	-116.723	1145.153	187.537	-191.131
	3	573.155	113.840	-116.723	769.041	187.537	-191.131
COMBO 5	1	765.905	101.487	-106.381	1059.962	166.538	-173.729
	2	687.950	101.487	-106.381	926.342	166.538	-173.729
	3	526.043	101.487	-106.381	648.825	166.538	-173.729
COMBO 6	1	1056.510	188.357	-128.684	1056.510	188.357	-128.684
	2	764.713	188.357	-128.684	764.713	188.357	-128.684
	3	158.674	188.357	-128.684	158.674	188.357	-128.684

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구 분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	340.369	98.863	0.000	492.817	168.067	0.000
	2	382.670	98.863	0.000	533.936	168.067	0.000
	3	470.524	98.863	0.000	619.338	168.067	0.000
COMBO 2	1	315.270	86.510	0.000	451.770	147.067	0.000
	2	366.461	86.510	0.000	502.498	147.067	0.000
	3	472.779	86.510	0.000	607.857	147.067	0.000
COMBO 3	1	464.446	129.869	0.000	464.446	129.869	0.000
	2	405.865	129.869	0.000	405.865	129.869	0.000
	3	284.198	129.869	0.000	284.198	129.869	0.000
COMBO 4	1	822.425	113.840	0.000	1204.588	187.537	0.000
	2	771.936	113.840	0.000	1113.018	187.537	0.000
	3	667.075	113.840	0.000	922.833	187.537	0.000
COMBO 5	1	698.192	101.487	0.000	949.381	166.538	0.000
	2	670.063	101.487	0.000	897.132	166.538	0.000
	3	611.641	101.487	0.000	788.615	166.538	0.000
COMBO 6	1	974.601	188.357	0.000	974.601	188.357	0.000
	2	743.077	188.357	0.000	743.077	188.357	0.000
	3	262.219	188.357	0.000	262.219	188.357	0.000

11.4 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

① 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra1 = 1643.500 kN(평상시)

Ra2 = 2465.250 kN(지진시)

② 말뚝의 허용변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.712 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 7.190 mm ∴ O.K

③ 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 551.400 kN(평상시)

Pa2 = 827.100 kN(지진시)

④ 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	412.437	379.421	1643.500	551.400	O.K
	HINGE	470.524	340.369	1643.500	551.400	O.K
COMBO 2	FIX	391.489	379.574	1643.500	551.400	O.K
	HINGE	472.779	315.270	1643.500	551.400	O.K
COMBO 3	FIX	531.495	199.439	2465.250	827.100	O.K
	HINGE	464.446	284.198	2465.250	827.100	O.K
COMBO 4	FIX	896.720	573.155	1643.500	551.400	O.K
	HINGE	822.425	667.075	1643.500	551.400	O.K
COMBO 5	FIX	765.905	526.043	1643.500	551.400	O.K
	HINGE	698.192	611.641	1643.500	551.400	O.K
COMBO 6	FIX	1056.510	158.674	2465.250	827.100	O.K
	HINGE	974.601	262.219	2465.250	827.100	O.K

2) 말뚝의 응력 검토

① 강관말뚝의 합성응력 검토

fsa = 140 MPa (평상시)

= 210 MPa (지진시)

f = V/Ap ± M × y/Io

= V ÷ 15268 ± M × (500 ÷ 2) ÷ 450975060

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fsa	비 고
COMBO 1	FIX	412.437	113.222	89.778	140	O.K
	HINGE	470.524	74.024	71.853	140	O.K
COMBO 2	FIX	391.489	101.026	81.645	140	O.K
	HINGE	472.779	64.775	66.873	140	O.K
COMBO 3	FIX	531.495	105.338	93.205	210	O.K
	HINGE	464.446	80.316	74.943	210	O.K
COMBO 4	FIX	896.720	116.723	123.437	140	O.K
	HINGE	822.425	85.238	101.117	140	O.K
COMBO 5	FIX	765.905	106.381	109.136	140	O.K
	HINGE	698.192	75.989	87.853	140	O.K
COMBO 6	FIX	1056.510	128.684	140.534	210	O.K
	HINGE	974.601	116.487	128.407	210	O.K

② 강관말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80 MPa (평상시)

= 120 MPa (지진시)

τ = α × Ho / Ap

α = 4 × (D^2 + D×d + d^2) / (3 × (D^2 + d^2))

= 4 × (496.000^2 + 496.000 × 476.000 + 476.000^2) ÷

(3 × (496.000^2 + 476.000^2))

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	98.863	12.947	80	O.K
	HINGE	98.863	12.947	80	O.K
COMBO 2	FIX	86.510	11.329	80	O.K
	HINGE	86.510	11.329	80	O.K
COMBO 3	FIX	129.869	17.007	120	O.K
	HINGE	129.869	17.007	120	O.K
COMBO 4	FIX	113.840	14.908	80	O.K
	HINGE	113.840	14.908	80	O.K
COMBO 5	FIX	101.487	13.290	80	O.K
	HINGE	101.487	13.290	80	O.K
COMBO 6	FIX	188.357	24.666	120	O.K
	HINGE	188.357	24.666	120	O.K

③ PHC 말뚝의 합성응력 검토

fca' (압축측) = 20.00 MPa (평상시)

= 26.60 MPa (지진시)

fca (인장측) = 0 MPa (평상시)

= -3 MPa (지진시)

f = V/Ap + fpe ± M × y/Io

= V ÷ 105558 + 4.00 ± M × (500.0 ÷ 2) ÷ 2411989176

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fmax	fmin	fca'	fca	비 고
평상시 최대	FIX	896.720	19.295	14.495	10.495	20	0	O.K
	HINGE	822.425	21.580	14.028	9.555	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	1056.510	26.781	16.785	11.233	26.60	-3	O.K
	HINGE	974.601	37.007	17.069	9.397	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	158.674	26.781	8.279	2.727	26.60	-3	O.K
	HINGE	262.219	37.007	10.320	2.648	26.60	-3	O.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_0 / M

= 1.340 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.340 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_0 : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_0 = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

N : 부재단면에 작용하는 축방향압축력 (N)

Ic : 부재단면의 도심축에 대한 단면2차모멘트 (mm^4)

Ac : 부재단면적 (mm^2)

y : 부재단면의 도심에서 부재인장선까지의 거리 (mm)

τpa = 0.85 × C_N ≤ 1.20 MPa (평상시)

∴ τpa = 0.85 × C_N = 1.14 MPa (평상시)

※ τpa = 1.140 MPa (평상시) 적용

= 1.516 MPa (지진시)

τp = α × Ho / Ap

α = 4 × (500.000^2 + 500.000 × 340.000 + 340.000^2) ÷

(3 × (500.000^2 + 340.000^2)) = 1.953 ; 전단형상계수

= 1.953 × Ho / 105558

구 분		H(kN)	τp	τpa	비 고
평상시최대	FIX	15.153	0.280	1.140	O.K
	HINGE	37.296	0.690	1.140	O.K
지진시최대	FIX	31.382	0.581	1.516	O.K
	HINGE	75.060	1.389	1.516	O.K

교각 P1

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 내부지간 설계 : 지간1
   8.4 교량받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
   9.1 교축직각 방향
   9.2 교축 방향
   9.3 합성 부재력
   9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
   10.1 교축직각 방향
   10.2 교축방향

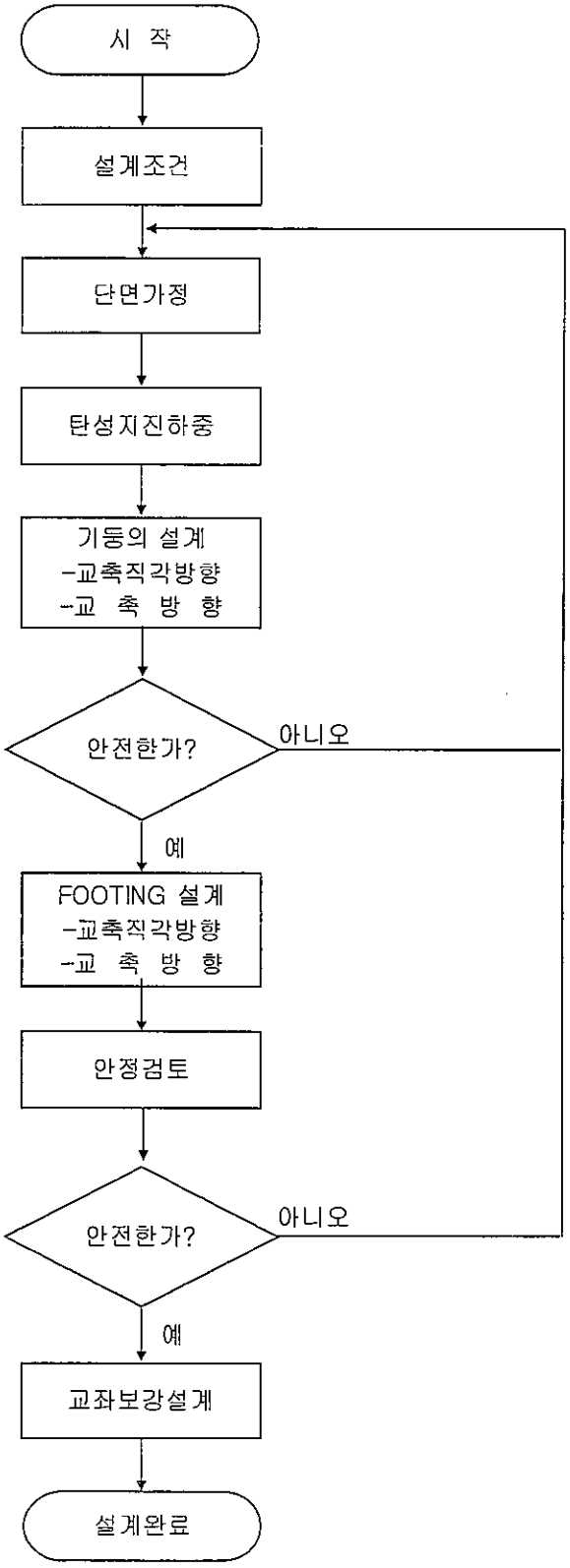
11. 기초 2방향전단(편칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
   12.1 받침 연단거리 검토
   12.2 최소 받침지지 길이 검토
   12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
   12.4 교량받침 보강 철근 검토
   12.5 교량받침 하면 보강
   12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
기둥의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	418.864	O.K
		허용인발력(kN/EA)	217.015	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	8.088	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.036	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.203	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	649.619	O.K
		허용인발력(kN/EA)	320.060	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	14.735	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.910	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.898	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	440.692	O.K
		허용인발력(kN/EA)	217.015	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	10.856	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.363	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.052	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	584.345	O.K
		허용인발력(kN/EA)	320.060	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.690	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.118	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.560	O.K

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	409.806	O.K
		허용인발력(kN/EA)	217.015	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	7.987	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.032	O.K
		수평변위(mm)	15.000	0.157	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	622.577	O.K
		허용인발력(kN/EA)	320.060	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	14.031	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.885	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.424	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	1730.000	535.542	O.K
		허용인발력(kN/EA)	217.015	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	12.743	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.571	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.776	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	2595.000	546.653	O.K
		허용인발력(kN/EA)	320.060	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	11.639	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.553	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.513	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.006	23850.913	59067.328	2.477	O.K
	모멘트최대	0.006	17988.476	59067.328	3.284	O.K
	탄성설계	0.006	13837.289	19663.411	1.421	O.K
	편심최대	0.006	12388.862	59067.328	4.768	O.K
교축직각방향	축력최대	0.006	23847.030	56131.690	2.354	O.K
	모멘트최대	0.006	23847.030	56131.690	2.354	O.K
	탄성설계	0.006	13834.303	44239.648	3.198	O.K
	편심최대	0.006	14332.576	50750.693	3.541	O.K
합성부재력	축력최대	0.006	23847.030	56129.104	2.354	O.K
	모멘트최대	0.006	17690.100	59067.328	3.339	O.K
	탄성설계	0.006	13834.303	19028.836	1.375	O.K
	편심최대	0.006	12112.716	59067.328	4.876	O.K
	편심최대	0.006	14332.576	50747.908	3.541	O.K

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.006	23277.870	59067.328	2.537	O.K
	모멘트최대	0.006	16762.899	59067.328	3.524	O.K
	탄성설계	0.006	12894.538	18044.713	1.399	O.K
	편심최대	0.006	11540.386	59067.328	5.118	O.K
교축직각방향	축력최대	0.006	23281.753	51732.227	2.222	O.K
	모멘트최대	0.006	23281.753	51732.227	2.222	O.K
	탄성설계	0.006	12897.524	27157.687	2.106	O.K
	편심최대	0.006	13515.376	42080.787	3.114	O.K
합성부재력	축력최대	0.006	23281.753	51728.098	2.222	O.K
	모멘트최대	0.006	17061.275	52444.282	3.074	O.K
	탄성설계	0.006	12897.524	15772.631	1.223	O.K
	편심최대	0.006	11816.532	51333.490	4.344	O.K
	편심최대	0.006	13515.376	42002.981	3.108	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm^2)	Use.As (mm^2)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2200.2	100.0	20595.583	33356.400	13891.226	22030.980	1.586	O.K
	우측내민보	2200.2	100.0	19169.436	33356.400	12959.325	22030.980	1.700	O.K
	좌측내민보수	2700.0	100.0	2131.088	5092.300	1877.766	4466.672	2.379	O.K
	우측내민보수	2700.0	100.0	2094.698	5092.300	1845.804	4466.672	2.420	O.K
	내부지간1좌	2522.1	100.0	23097.090	33356.400	18042.960	25681.774	1.423	O.K
	내부지간1중	2433.1	100.0	29018.718	33356.400	21601.392	24671.560	1.142	O.K
	내부지간1우	2321.8	100.0	26719.641	33356.400	18946.363	23409.416	1.236	O.K
	교량받침1	1912.3	100.0	210.192	33356.400	125.891	18764.973	149.057	O.K
	교량받침10	1951.0	100.0	529.420	33356.400	323.882	19204.727	59.295	O.K
	교량받침3	2522.1	100.0	10161.886	33356.400	8082.499	25681.774	3.177	O.K
	교량받침12	2522.1	100.0	7801.408	33356.400	6225.245	25681.774	4.125	O.K
	교량받침4	2458.3	100.0	18330.198	33356.400	14017.216	24957.810	1.781	O.K
	교량받침13	2458.3	100.0	19745.449	33356.400	15068.801	24957.810	1.656	O.K
	교량받침5	2433.1	100.0	28839.241	33356.400	21473.470	24671.560	1.149	O.K
	교량받침14	2433.1	100.0	29018.718	33356.400	21601.392	24671.560	1.142	O.K
	교량받침6	2383.7	100.0	19861.514	33356.400	14650.788	24111.270	1.646	O.K
	교량받침15	2383.7	100.0	18570.387	33356.400	13724.704	24111.270	1.757	O.K
	교량받침7	2321.8	100.0	9039.200	33356.400	6584.898	23409.416	3.555	O.K
	교량받침16	2321.8	100.0	11991.126	33356.400	8696.480	23409.416	2.692	O.K
	교량받침9	1528.7	100.0	2116.382	33356.400	987.140	14414.813	14.603	O.K
	교량받침18	1460.5	100.0	568.797	33356.400	253.079	13641.345	53.901	O.K
기초	교축방향	2000.0	150.0	26418.609	35975.700	16382.307	22192.941	1.355	O.K
	교축방향	2000.0	150.0	25101.444	35975.700	15576.659	22192.941	1.425	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	25080.125	56388.200	15563.610	34397.596	2.210	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	29300.307	56388.200	18140.833	34397.596	1.896	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	154.254	180.000	128.571	300.523	O.K
	우측내민보	144.148	180.000	128.571	336.314	O.K
	좌측내민보수평	146.999	180.000	220.023	325.719	O.K
	우측내민보수평	144.497	180.000	220.023	334.996	O.K
	내부지간1좌측지점부	183.762	180.000	128.571	218.544	O.K
	내부지간1중앙부	225.771	180.000	128.571	138.804	O.K
	내부지간1우측지점부	219.820	180.000	128.571	148.248	O.K
	교량받침1	1.809	180.000	128.571	34824.843	O.K
	교량받침10	4.068	180.000	128.571	15485.678	O.K
	교량받침3	90.768	180.000	128.571	657.596	O.K
	교량받침12	73.218	180.000	128.571	860.443	O.K
	교량받침4	119.537	180.000	128.571	448.794	O.K
	교량받침13	129.823	180.000	128.571	396.593	O.K
	교량받침5	193.294	180.000	128.571	197.411	O.K
	교량받침14	225.771	180.000	128.571	138.804	O.K
	교량받침6	157.010	180.000	128.571	291.559	O.K
	교량받침15	148.138	180.000	128.571	321.598	O.K
	교량받침7	61.339	180.000	128.571	1027.078	O.K
	교량받침16	82.641	180.000	128.571	742.919	O.K
	교량받침9	19.106	180.000	128.571	3297.471	O.K
	교량받침18	5.965	180.000	128.571	10562.371	O.K
기초	교축방향	166.628	180.000	123.944	128.859	O.K
	교축방향	162.174	180.000	123.944	141.838	O.K
	교직-지점부	113.632	180.000	123.944	358.027	O.K
	교직-지점부	139.112	180.000	123.944	231.089	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : 다주식 교각
2) 상 부 형 식 : IPC GIRDER
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 13
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 28.964 ° ; $15 + \sqrt{15N}$
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.35 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
   - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
   - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

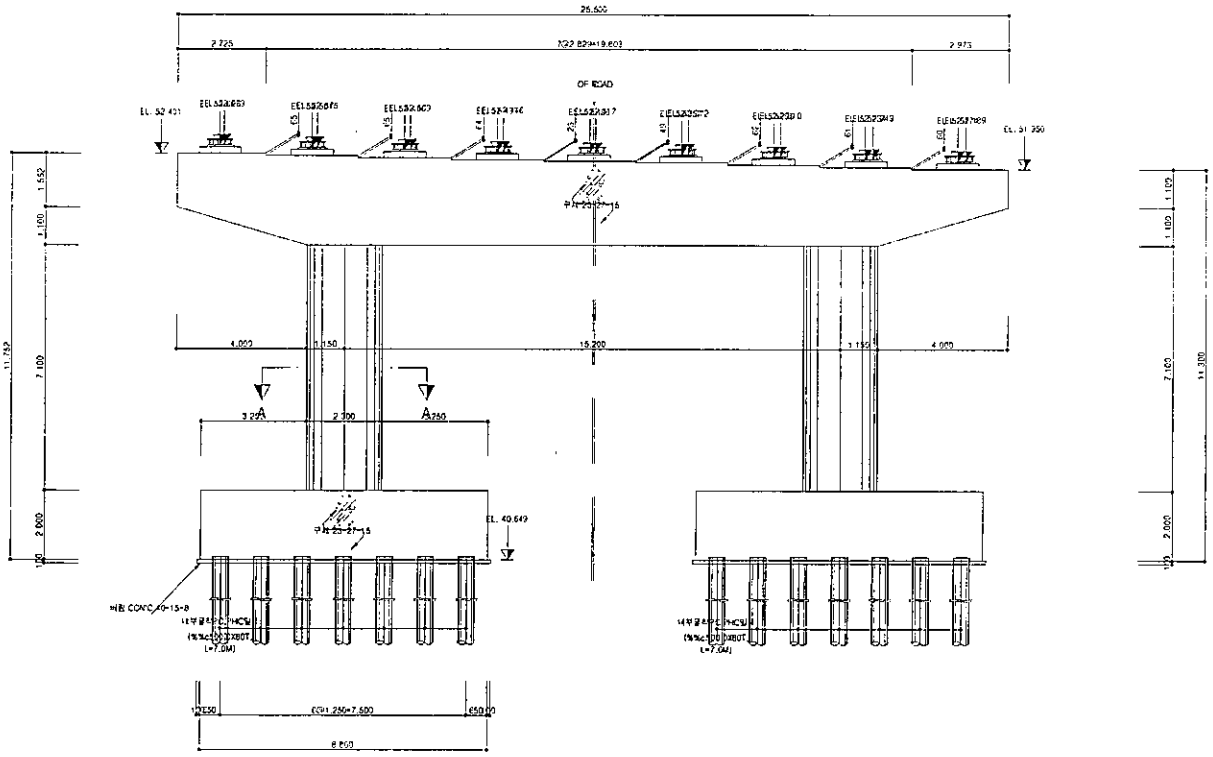
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


26.600
2.725
2.975
OF ROAD
EL. 32.421
EL. 31.350
4.000
1.150
15.200
1.150
4.000
A
A
2.300
EL. 40.649
8.850

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1324.300	236.210	286.048	4.873
2	1222.117	301.091	348.715	23.201
3	1194.491	330.642	357.655	61.049
4	1177.141	337.578	312.643	129.766
5	1165.945	329.634	222.298	221.984
6	1155.845	337.349	129.632	311.777
7	1154.165	344.860	60.876	356.451
8	1175.498	345.052	21.245	349.724
9	1161.558	316.352	4.839	285.486
10	1311.538	311.997	281.080	4.791
11	1229.063	343.078	347.667	20.945
12	1194.986	345.910	357.772	60.145
13	1176.911	337.928	313.478	128.023
14	1166.192	330.162	224.248	220.413
15	1155.538	336.722	131.070	310.311
16	1154.906	331.169	62.035	357.474
17	1172.123	301.808	23.143	349.664
18	1170.940	239.392	4.849	290.390
계	21463.257	5756.934	3489.293	3486.467

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 24.470 / 4.442 = 5.509 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (24.470 / 4.442)] x 4.442 = 12.9 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 12.874 kN/m

P1 = 12.874 x (45.236 + 44.999) / 2 x sin104.1 x 0.8

= 450.656 kN [도로설계기준.해설 P58,8]

작용위치 h = 4.442/2 + 0.400 + 1.100/2 = 3.171 m

작용모멘트 My = Ph x h = 450.656 x 3.171 = 1429.08 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.200 x 2.700 = 17.822 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 172.540 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

방음벽과 겹쳐진 활하중에 대해서는 풍하중을 재하하지 않아도 좋다.

[도로설계기준 P57]

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10℃$ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

: 일반적으로 고정단에서도 교량받침의 마찰력보다는 지진시의 상부구조에 의한 수평력이 크기 때문에 지진시의 수평력을 고려한다.

5.5 원심하중 (CF)

$CF = 0.79 \times V^2 / R$ (%)

$= 0.79 \times 100.000^2 / 1050.000$

$= 7.524$ %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치	h	=	2.804 + 1.800 + 1.100/2	=	5.154	m
작용수평력	Pcf	=	7.524 x 5756.934 / 100	=	433.141	kN
작용모멘트	My	=	Pcf x h = 433.141 x 5.154	=	2232.281	kN.m

5.6 유수압 (Q1-TR)

$P = 10 K v^2 A = 10 \times 0.040 \times 2.820^2 \times 9.233$

$= 29.368$ kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), $A = 4.014 \times 2.300 = 9.233\ m^2$

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 3.585 m (기초상단으로 부터)

5.7 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

$P = 0.1 W v = 0.1 \times 10.000 \times 2.820$

$= 2.820$ kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 5.191 m (기초상단으로 부터)

5.8 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 4.155 x 5.191 x 10.000

= 215.660 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 47.840 - 42.649 = 5.191 m

A : 기둥의 단면적 (m^2) , A = π x 1.150^2 = 4.155 m^2

5.9 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	2441.745	2631.736	0.00725	917.173	2443.855	0.00209
	하중경우 2	기둥 1	960.068	1986.401	0.00321	2327.644	3799.207	0.00361
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2476.062	16274.540	0.00000	948.593	5009.093	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	992.609	6744.575	0.00000	2356.845	10845.550	0.00000
기둥상단	하중경우 1	기둥 2	2382.169	2698.516	0.00718	858.407	2250.645	0.00206
	하중경우 2	기둥 2	920.726	1945.508	0.00316	2220.363	3427.928	0.00360
기둥하단	하중경우 1	기둥 2	2410.576	16020.880	0.00000	886.800	4864.122	0.00000
	하중경우 2	기둥 2	948.050	6600.781	0.00000	2248.210	10576.240	0.00000

5.10 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
SVB01	1.00	1.00									1.00	1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00	1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00	1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00	
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00	1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00	1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00	1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00	1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00	1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00	1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00	
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00	
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00	1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00	1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00	
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00	

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SV0 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SV0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.11 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
ULB01	1.30	2.15									1.30	1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30	1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30	1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30	
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30	1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30	1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30	1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30	1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30	1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30	1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30	1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30	1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30	1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25	
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25	
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00	
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20	

향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.12 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

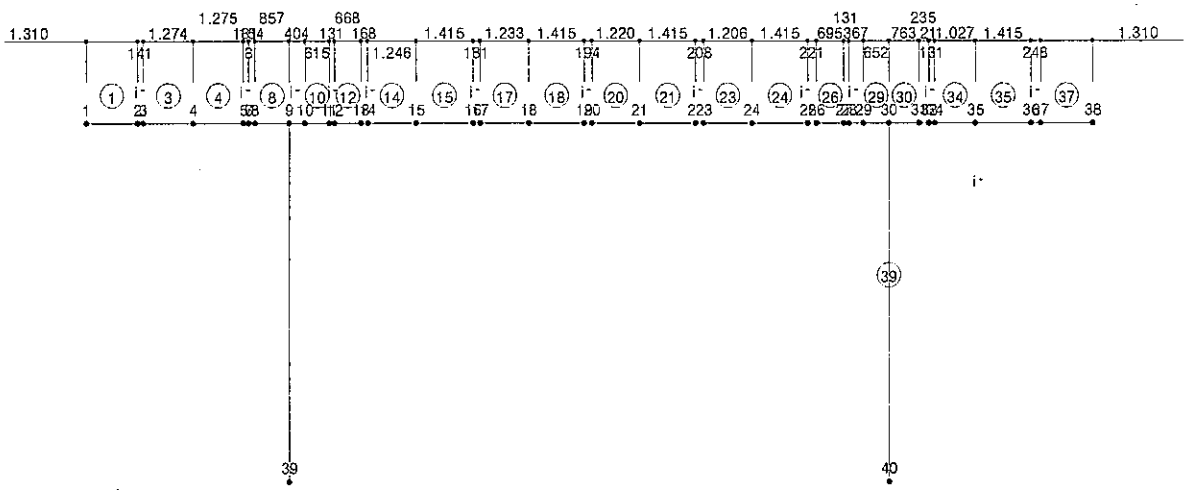
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
UEB01	1.00	2.15									1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30	1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30	1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30	1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30	1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30	1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25	
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25	
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25	1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00	
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20	

향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.

UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	8.750	11	6.169	8.750	21	14.040	8.750	31	21.113	8.750
2	1.310	8.750	12	6.300	8.750	22	15.455	8.750	32	21.348	8.750
3	1.451	8.750	13	6.968	8.750	23	15.663	8.750	33	21.369	8.750
4	2.725	8.750	14	7.136	8.750	24	16.869	8.750	34	21.500	8.750
5	4.000	8.750	15	8.382	8.750	25	18.284	8.750	35	22.527	8.750
6	4.131	8.750	16	9.797	8.750	26	18.505	8.750	36	23.942	8.750
7	4.139	8.750	17	9.978	8.750	27	19.200	8.750	37	24.190	8.750
8	4.293	8.750	18	11.211	8.750	28	19.331	8.750	38	25.500	8.750
9	5.150	8.750	19	12.626	8.750	29	19.698	8.750	39	5.150	0.000
10	5.554	8.750	20	12.820	8.750	30	20.350	8.750	40	20.350	0.000

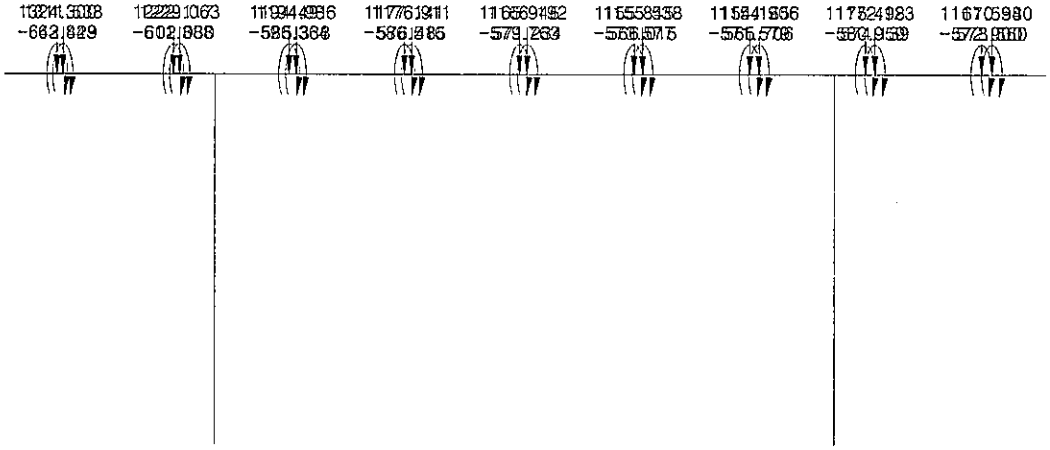
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.700	1.100	2.970	1.804275	0.299475	38
②	2.700	1.460	3.942	2.394765	0.700231	37
③	2.700	1.529	4.128	2.507942	0.804276	36
④	2.700	1.552	4.190	2.545668	0.841119	1
⑤	2.700	1.912	5.162	3.136158	1.572701	2
⑥	2.700	1.951	5.268	3.200128	1.670915	3
⑦	2.700	1.978	5.341	3.244415	1.741251	35
⑧	2.700	2.236	6.037	3.667599	2.515347	4
⑨	2.700	2.261	6.105	3.708605	2.600664	30~34
⑩	2.700	2.322	6.269	3.808661	2.816885	25~29
⑪	2.700	2.384	6.437	3.910356	3.048606	22~24
⑫	2.700	2.433	6.569	3.990728	3.240476	19~21
⑬	2.700	2.458	6.637	4.031735	3.341398	16~18
⑭	2.700	2.522	6.809	4.136711	3.609257	10~15
⑮	2.700	2.587	6.985	4.243327	3.895577	5~9
16	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥상단
17	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥하단

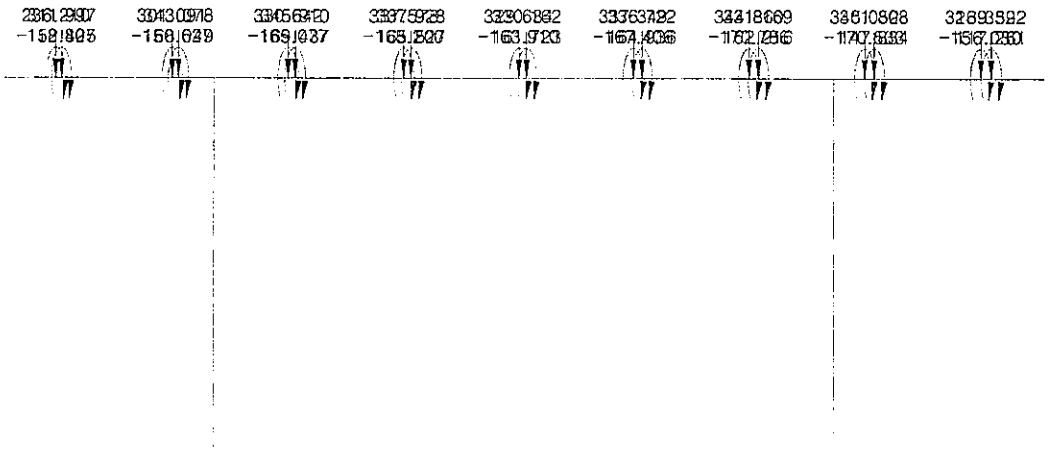
6.4 하중재하도

1) 연직하중

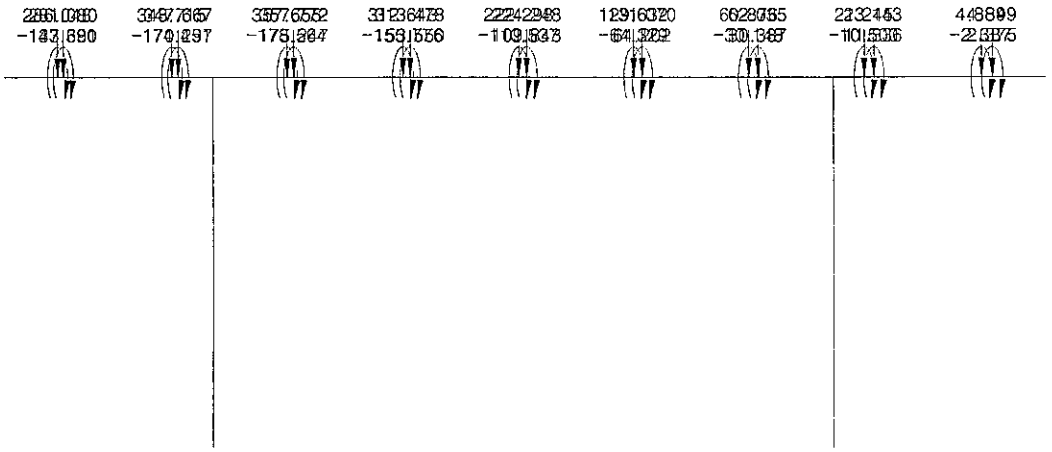
① 고정하중 (D)



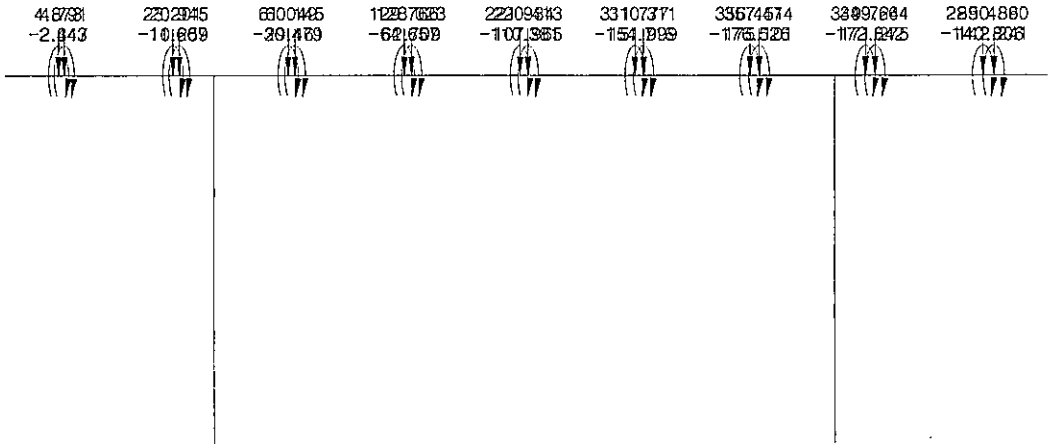
② 활하중 : 만재하시 (L1)



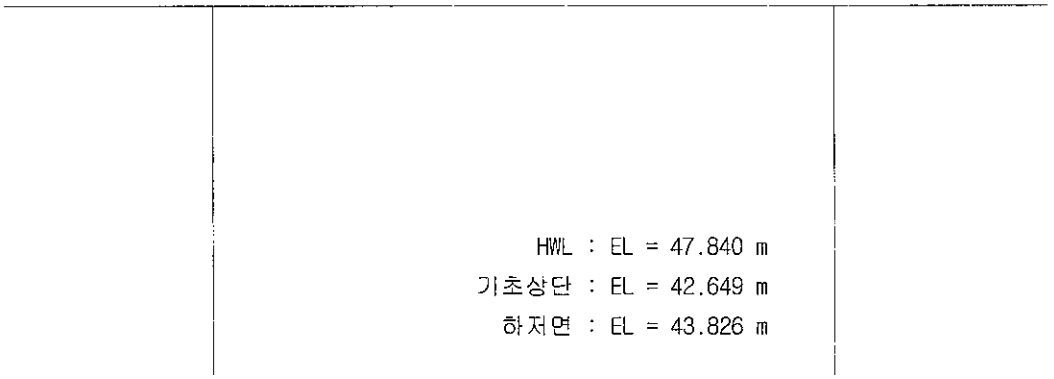
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



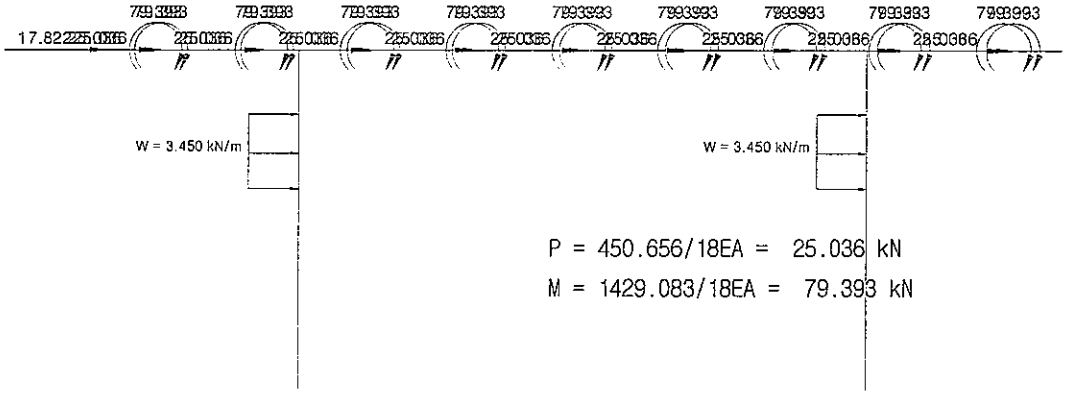
⑤ 양압력 및 부력 (Q3)



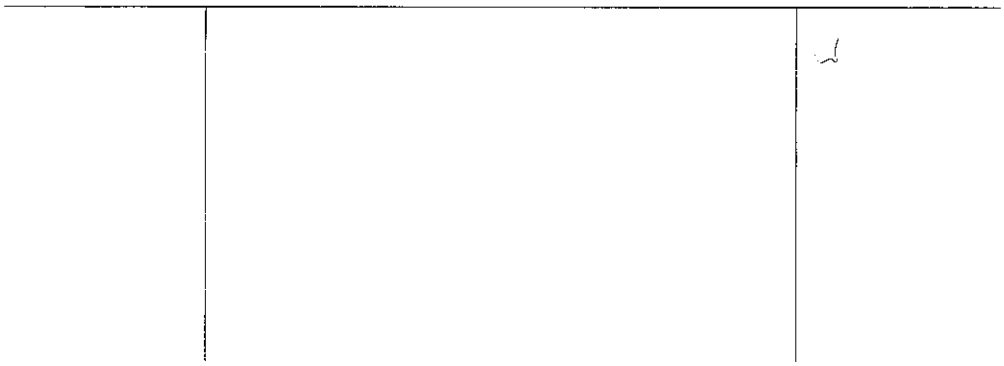
2) 수평하중

① 교축직각 방향

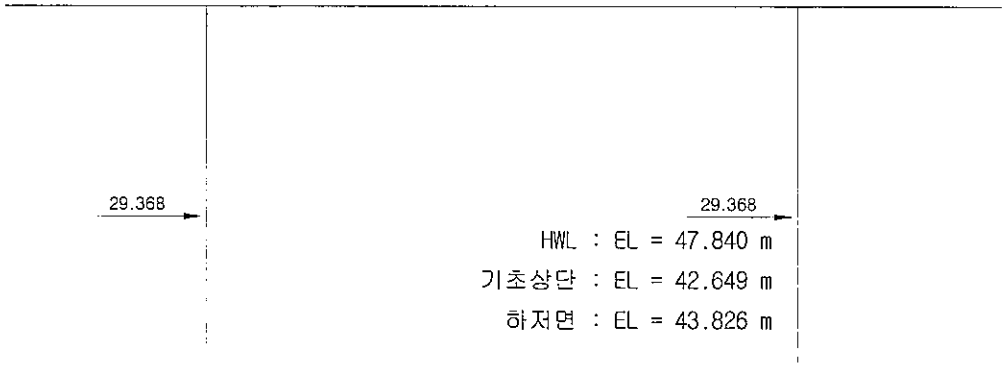
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



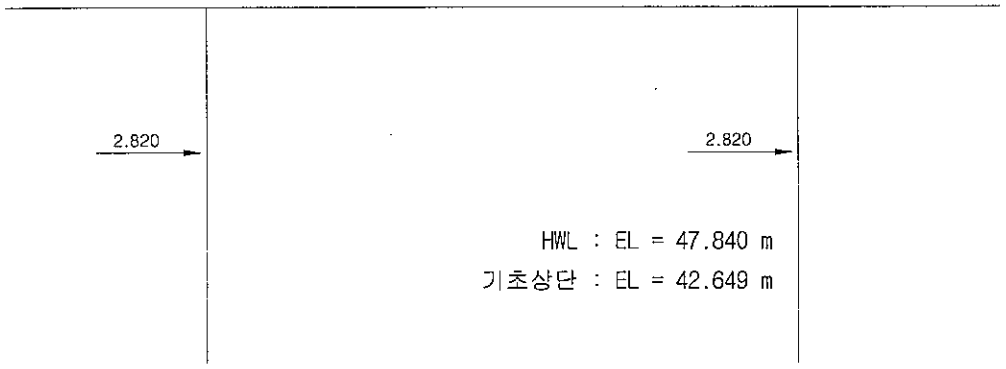
㉯ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



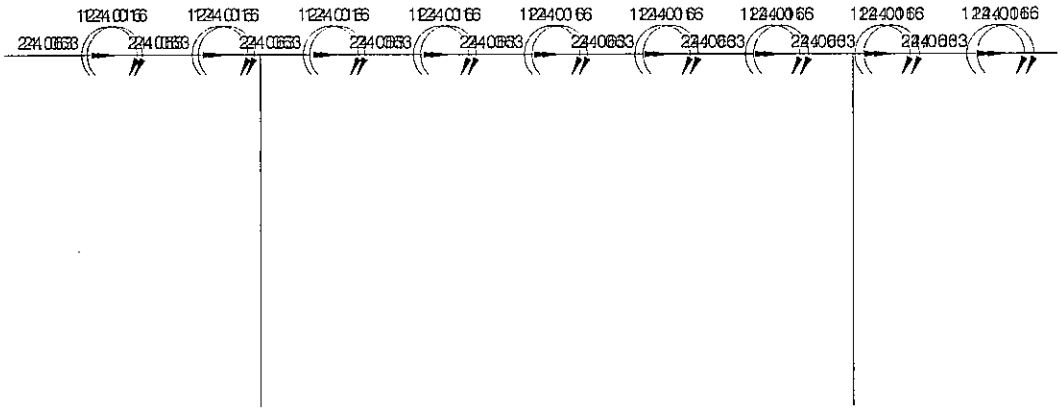
㉰ 유수압 (Q1-TR)



㉱ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

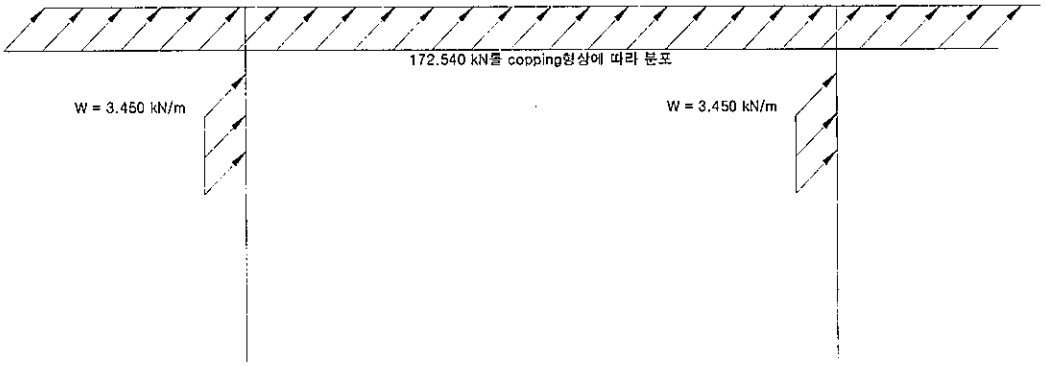


㉲ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.



② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13315.481	3265.543	715.179	-14052.949	-1812.219	715.179	
L1	-2886.045	1076.687	229.790	-2886.045	-554.822	229.790	
L2	-2802.055	712.434	187.522	-2802.055	-618.974	187.522	
L3	-694.463	1004.270	180.998	-694.463	-280.810	180.998	
W-TR	226.534	-656.072	-242.123	226.534	1103.479	-248.710	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-2.789	591.806	297.322	-2.789	-1519.177	297.322	
E-TR	0.000	3799.207	2327.644	0.000	10845.550	2356.845	
Q1-TR	2.986	-23.326	-0.138	2.986	82.934	-29.506	
Q3	215.660	0.000	0.000	215.660	0.000	0.000	
COL-TR	0.601	-4.696	-0.028	0.601	10.139	-2.848	
CF	263.508	-565.050	-224.463	263.508	1028.632	-224.463	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13315.481	60.661	0.951	-14052.949	53.910	0.951	
L1	-2886.045	-9.156	-0.907	-2886.045	-2.713	-0.907	
L2	-2802.055	12.892	0.244	-2802.055	11.159	0.244	
L3	-694.463	8.681	0.144	-694.463	7.659	0.144	
W-LO	0.000	-135.375	90.447	0.000	-818.023	97.034	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	2631.736	2441.745	0.000	16274.540	2476.062	
Q3	215.660	0.000	0.000	215.660	0.000	0.000	
CF	263.508	0.000	0.000	263.508	0.000	0.000	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12372.729	-3261.798	-715.179	-13110.198	1815.964	-715.179	
L1	-2870.889	-1020.579	-229.790	-2870.889	610.930	-229.790	
L2	-687.238	-999.058	-187.522	-687.238	332.349	-187.522	
L3	-2792.004	-647.670	-180.998	-2792.004	637.411	-180.998	
W-TR	-226.534	-585.121	-226.356	-226.534	1062.480	-232.943	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	2.789	-549.411	-297.322	2.789	1561.573	-297.322	
E-TR	0.000	3427.928	2220.363	0.000	10576.240	2248.210	
Q1-TR	-2.986	-22.068	0.138	-2.986	82.235	-29.230	
Q3	215.660	0.000	0.000	215.660	0.000	0.000	
COL-TR	-0.601	-4.442	0.028	-0.601	9.998	-2.792	
CF	-263.508	-493.247	-208.679	-263.508	988.369	-208.679	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12372.729	19.292	-0.951	-13110.198	26.043	-0.951	
L1	-2870.889	30.324	0.907	-2870.889	23.881	0.907	
L2	-687.238	2.272	-0.244	-687.238	4.005	-0.244	
L3	-2792.004	2.419	-0.144	-2792.004	3.441	-0.144	
W-LO	0.000	-149.335	82.093	0.000	-772.675	88.680	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	2698.516	2382.169	0.000	16020.880	2410.576	
Q3	215.660	0.000	0.000	215.660	0.000	0.000	
CF	-263.508	0.000	0.000	-263.508	0.000	0.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재32, 절점33)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8353.201	3217.821	-7151.023	-2805.105	
L1	-1502.500	548.207	-1489.299	-555.744	
L2	-1560.236	567.128	-26.130	-9.688	
L3	-26.587	9.664	-1553.746	-575.876	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	158.787	0.000	-158.787	0.000	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
CF	248.032	0.000	-248.032	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11110.732	-7122.788	11616.996	-7122.788	-9653.503	6734.720	
L1	-2389.562	-1693.669	2929.122	-1693.669	-2319.856	1668.285	
L2	-2242.731	-1538.545	1989.314	-1538.545	-738.607	633.162	
L3	-727.951	-640.653	2034.717	-640.653	-2157.145	1516.740	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1142.337	226.534	1142.337	226.534	-1045.368	226.534	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-1079.578	-2.789	-1042.867	-2.789	-1042.867	-2.789	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	20.510	2.986	20.510	2.986	-18.798	2.986	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	4.129	0.601	4.129	0.601	-3.784	0.601	
CF	1162.988	263.508	1162.988	263.508	-1065.139	263.508	

⑤ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점13)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-96.840	1477.452	-306.452	2807.375	-5473.963	-6986.770
L1	0.000	236.210	-33.306	548.207	-1036.320	-1693.669
L2	0.000	286.048	-40.333	567.128	-1013.434	-1538.545
L3	0.000	4.873	-0.687	9.664	-216.070	-640.653
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	79.394	0.000	158.787	0.000	1040.730	226.534
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	-1077.349	-2.789
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	18.124	2.986
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	3.648	0.601
CF	124.016	0.000	248.032	0.000	1076.462	263.508

구 분	S4(절점14)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-4503.262	-5763.681	7052.756	-4118.752	7582.470	-2911.581
L1	-807.332	-1363.027	1899.216	-1017.117	2022.213	-679.539
L2	-815.044	-1180.890	1375.272	-823.118	1467.668	-510.475
L3	-118.696	-579.604	1263.583	-519.459	1334.117	-389.693
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1082.066	226.534	558.652	226.534	597.043	226.534
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1076.881	-2.789	-1069.459	-2.789	-1068.954	-2.789
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	17.622	2.986	9.675	2.986	9.135	2.986
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	3.547	0.601	1.948	0.601	1.839	0.601
CF	1156.208	263.508	579.031	263.508	655.352	263.508

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	11594.753	-1296.522	11616.996	1067.468	8235.188	2653.717
L1	2926.798	-341.611	2929.122	318.185	2090.704	655.534
L2	1989.314	-196.997	1984.406	249.549	1326.843	379.181
L3	2027.018	-261.670	2034.717	180.727	1558.501	492.504
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	76.575	226.534	112.021	226.534	-484.897	226.534
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1061.568	-2.789	-1061.027	-2.789	-1053.678	-2.789
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	1.227	2.986	0.647	2.986	-7.222	2.986
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.247	0.601	0.130	0.601	-1.454	0.601
CF	81.600	263.508	154.495	263.508	-539.847	263.508

구 분	S10(절점23)		S11(절점25)		S12(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	7679.733	3842.728	-2943.393	5415.709	-4144.092	6605.257
L1	1954.353	992.256	-646.350	1337.116	-941.853	1668.285
L2	1247.973	510.251	-89.396	571.127	-215.615	633.162
L3	1456.060	802.815	-648.119	1159.266	-904.317	1516.740
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-452.622	226.534	-966.974	226.534	-937.645	226.534
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1053.097	-2.789	-1045.787	-2.789	-1045.171	-2.789
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	-7.843	2.986	-15.671	2.986	-16.331	2.986
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	-1.579	0.601	-3.155	0.601	-3.287	0.601
CF	-470:641	263.508	-1037.279	263.508	-971.498	263.508

구 분	S13(절점36)		S14(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-392.202	-2470.702	-70.660	-1284.124
L1	-59.369	-555.744	0.000	-239.392
L2	-1.203	-9.688	0.000	-4.849
L3	-72.017	-575.876	0.000	-290.390
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-158.787	0.000	-79.394	0.000
WL	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000
CF	-248.032	0.000	-124.016	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-15719.371	3753.853	720.369	-16456.840	-1255.475	691.001	
SV002	-15635.381	3389.600	678.101	-16372.850	-1319.626	648.733	
SV003	-13527.789	3681.436	671.576	-14265.258	-981.463	642.208	
SV004	-12870.300	2586.145	472.918	-13607.769	-625.806	436.963	
SV005	-15606.104	3425.817	599.307	-16343.573	-703.735	566.645	
SV006	-15522.114	3061.564	557.039	-16259.583	-767.887	524.378	
SV007	-13414.522	3353.400	550.514	-14151.991	-429.723	517.853	
SV008	-15722.160	4345.659	1017.691	-16459.629	-2774.652	988.323	
SV009	-15716.582	3162.047	423.047	-16454.051	263.702	393.679	
SV010	-15638.170	3981.406	975.423	-16375.639	-2838.803	946.055	
SV011	-15632.592	2797.794	380.779	-16370.061	199.551	351.411	
SV012	-13530.578	4273.242	968.898	-14268.047	-2500.640	939.530	
SV013	-13525.000	3089.630	374.254	-14262.469	537.714	344.886	
SV014	-12873.089	3177.951	770.240	-13610.558	-2144.983	734.285	
SV015	-12867.511	1994.339	175.596	-13604.980	893.371	139.641	
SV016	-15608.893	4017.623	896.629	-16346.362	-2222.913	863.967	
SV017	-15603.315	2834.011	301.985	-16340.784	815.442	269.323	
SV018	-15524.903	3653.370	854.361	-16262.372	-2287.064	821.700	
SV019	-15519.325	2469.758	259.717	-16256.794	751.290	227.056	
SV020	-13417.311	3945.207	847.836	-14154.780	-1948.900	815.175	
SV021	-13411.733	2761.594	253.192	-14149.202	1089.454	220.531	
SV022	-13096.834	7041.424	3042.685	-13834.303	9116.265	3042.518	
SV023	-15718.770	3749.157	720.341	-16456.239	-1245.336	688.153	
SV024	-15634.780	3384.905	678.073	-16372.249	-1309.487	645.885	
SV025	-13527.188	3676.741	671.548	-14264.657	-971.324	639.360	
SV026	-12869.699	2581.449	472.890	-13607.168	-615.667	434.115	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-15294.452	-4797.692	-1153.510	-16031.921	3497.498	-1182.878	
SV002	-13110.801	-4776.171	-1111.242	-13848.270	3218.917	-1140.610	
SV003	-15215.567	-4424.783	-1104.717	-15953.036	3523.978	-1134.085	
SV004	-12386.589	-3868.987	-941.396	-13124.058	2960.679	-977.351	
SV005	-15407.719	-5090.252	-1266.688	-16145.188	4028.738	-1299.349	
SV006	-13224.068	-5068.732	-1224.420	-13961.537	3750.157	-1257.081	
SV007	-15328.834	-4717.343	-1217.895	-16066.303	4055.218	-1250.556	
SV008	-15291.663	-5347.102	-1450.832	-16029.132	5059.070	-1480.200	
SV009	-15297.241	-4248.281	-856.188	-16034.710	1935.925	-885.556	
SV010	-13108.012	-5325.582	-1408.564	-13845.481	4780.489	-1437.932	
SV011	-13113.590	-4226.761	-813.920	-13851.059	1657.344	-843.288	
SV012	-15212.778	-4974.193	-1402.039	-15950.247	5085.551	-1431.407	
SV013	-15218.356	-3875.372	-807.395	-15955.825	1962.406	-836.763	
SV014	-12383.800	-4418.398	-1238.718	-13121.269	4522.251	-1274.673	
SV015	-12389.378	-3319.577	-644.074	-13126.847	1399.106	-680.029	
SV016	-15404.930	-5639.663	-1564.010	-16142.399	5590.310	-1596.671	
SV017	-15410.508	-4540.842	-969.366	-16147.977	2467.165	-1002.027	
SV018	-13221.279	-5618.143	-1521.742	-13958.748	5311.729	-1554.403	
SV019	-13226.857	-4519.321	-927.098	-13964.326	2188.584	-959.759	
SV020	-15326.045	-5266.754	-1515.217	-16063.514	5616.791	-1547.878	
SV021	-15331.623	-4167.933	-920.573	-16069.092	2493.645	-953.234	
SV022	-12160.055	144.062	1505.322	-12897.524	12474.439	1503.801	
SV023	-15295.053	-4802.134	-1153.482	-16032.522	3507.496	-1185.670	
SV024	-13111.402	-4780.614	-1111.214	-13848.871	3228.915	-1143.402	
SV025	-15216.168	-4429.225	-1104.689	-15953.637	3533.976	-1136.877	
SV026	-12387.190	-3873.430	-941.369	-13124.659	2970.677	-980.144	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-15722.358	51.506	0.043	-16459.827	51.197	0.043	
SVB02	-15638.367	73.554	1.195	-16375.836	65.069	1.195	
SVB03	-13530.776	69.342	1.095	-14268.244	61.569	1.095	
SVB04	-13099.821	-74.714	91.397	-13837.289	-764.113	97.984	
SVB05	-15722.358	-16.182	45.267	-16459.827	-357.814	48.560	
SVB06	-15638.367	5.866	46.418	-16375.836	-343.943	49.712	
SVB07	-13530.776	1.655	46.318	-14268.244	-347.443	49.612	
SVB08	-15722.358	51.506	0.043	-16459.827	51.197	0.043	
SVB09	-15722.358	51.506	0.043	-16459.827	51.197	0.043	
SVB10	-15638.367	73.554	1.195	-16375.836	65.069	1.195	
SVB11	-15638.367	73.554	1.195	-16375.836	65.069	1.195	
SVB12	-13530.776	69.342	1.095	-14268.244	61.569	1.095	
SVB13	-13530.776	69.342	1.095	-14268.244	61.569	1.095	
SVB14	-13099.821	-74.714	91.397	-13837.289	-764.113	97.984	
SVB15	-13099.821	-74.714	91.397	-13837.289	-764.113	97.984	
SVB16	-15722.358	-16.182	45.267	-16459.827	-357.814	48.560	
SVB17	-15722.358	-16.182	45.267	-16459.827	-357.814	48.560	
SVB18	-15638.367	5.866	46.418	-16375.836	-343.943	49.712	
SVB19	-15638.367	5.866	46.418	-16375.836	-343.943	49.712	
SVB20	-13530.776	1.655	46.318	-14268.244	-347.443	49.612	
SVB21	-13530.776	1.655	46.318	-14268.244	-347.443	49.612	
SVB22	-13099.821	2692.397	2442.696	-13837.289	16328.450	2477.013	
SVB23	-15722.358	51.506	0.043	-16459.827	51.197	0.043	
SVB24	-15638.367	73.554	1.195	-16375.836	65.069	1.195	
SVB25	-13530.776	69.342	1.095	-14268.244	61.569	1.095	
SVB26	-13099.821	-74.714	91.397	-13837.289	-764.113	97.984	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-15291.465	49.615	-0.043	-16028.934	49.924	-0.043	
SVB02	-13107.815	21.563	-1.195	-13845.284	30.048	-1.195	
SVB03	-15212.581	21.711	-1.095	-15950.050	29.484	-1.095	
SVB04	-12157.069	-130.043	81.142	-12894.538	-746.632	87.729	
SVB05	-15291.465	-25.052	41.003	-16028.934	-336.414	44.297	
SVB06	-13107.815	-53.104	39.852	-13845.284	-356.289	43.145	
SVB07	-15212.581	-52.957	39.952	-15950.050	-356.853	43.245	
SVB08	-15291.465	49.615	-0.043	-16028.934	49.924	-0.043	
SVB09	-15291.465	49.615	-0.043	-16028.934	49.924	-0.043	
SVB10	-13107.815	21.563	-1.195	-13845.284	30.048	-1.195	
SVB11	-13107.815	21.563	-1.195	-13845.284	30.048	-1.195	
SVB12	-15212.581	21.711	-1.095	-15950.050	29.484	-1.095	
SVB13	-15212.581	21.711	-1.095	-15950.050	29.484	-1.095	
SVB14	-12157.069	-130.043	81.142	-12894.538	-746.632	87.729	
SVB15	-12157.069	-130.043	81.142	-12894.538	-746.632	87.729	
SVB16	-15291.465	-25.052	41.003	-16028.934	-336.414	44.297	
SVB17	-15291.465	-25.052	41.003	-16028.934	-336.414	44.297	
SVB18	-13107.815	-53.104	39.852	-13845.284	-356.289	43.145	
SVB19	-13107.815	-53.104	39.852	-13845.284	-356.289	43.145	
SVB20	-15212.581	-52.957	39.952	-15950.050	-356.853	43.245	
SVB21	-15212.581	-52.957	39.952	-15950.050	-356.853	43.245	
SVB22	-12157.069	2717.808	2381.218	-12894.538	16046.923	2409.625	
SVB23	-15291.465	49.615	-0.043	-16028.934	49.924	-0.043	
SVB24	-13107.815	21.563	-1.195	-13845.284	30.048	-1.195	
SVB25	-15212.581	21.711	-1.095	-15950.050	29.484	-1.095	
SVB26	-12157.069	-130.043	81.142	-12894.538	-746.632	87.729	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재32, 절점33)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-9607.669	3766.028	-8888.354	-3360.849	
SV002	-9665.405	3784.949	-7425.185	-2814.793	
SV003	-8131.755	3227.485	-8952.801	-3380.981	
SV004	-8194.414	3217.821	-7309.810	-2805.105	
SV005	-9528.276	3766.028	-8967.747	-3360.849	
SV006	-9586.011	3784.949	-7504.578	-2814.793	
SV007	-8052.362	3227.485	-9032.194	-3380.981	
SV008	-9607.669	3766.028	-8888.354	-3360.849	
SV009	-9607.669	3766.028	-8888.354	-3360.849	
SV010	-9665.405	3784.949	-7425.185	-2814.793	
SV011	-9665.405	3784.949	-7425.185	-2814.793	
SV012	-8131.755	3227.485	-8952.801	-3380.981	
SV013	-8131.755	3227.485	-8952.801	-3380.981	
SV014	-8194.414	3217.821	-7309.810	-2805.105	
SV015	-8194.414	3217.821	-7309.810	-2805.105	
SV016	-9528.276	3766.028	-8967.747	-3360.849	
SV017	-9528.276	3766.028	-8967.747	-3360.849	
SV018	-9586.011	3784.949	-7504.578	-2814.793	
SV019	-9586.011	3784.949	-7504.578	-2814.793	
SV020	-8052.362	3227.485	-9032.194	-3380.981	
SV021	-8052.362	3227.485	-9032.194	-3380.981	
SV022	-8353.201	3217.821	-7151.023	-2805.105	
SV023	-9607.669	3766.028	-8888.354	-3360.849	
SV024	-9665.405	3784.949	-7425.185	-2814.793	
SV025	-8131.755	3227.485	-8952.801	-3380.981	
SV026	-8194.414	3217.821	-7309.810	-2805.105	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-12316.795	-8549.963	14701.260	1652.147	-13057.296	8669.500	
SV002	-12169.964	-8394.839	13756.544	1583.511	-11476.047	7634.377	
SV003	-10655.184	-7496.947	13806.855	1514.689	-12894.584	8517.955	
SV004	-9947.884	-6893.268	11729.663	1296.988	-10717.669	6964.241	
SV005	-11745.626	-8436.696	14757.270	1765.414	-13579.980	8782.767	
SV006	-11598.795	-8281.572	13812.554	1696.778	-11998.731	7747.644	
SV007	-10084.016	-7383.680	13862.866	1627.956	-13417.268	8631.222	
SV008	-13396.372	-8552.752	13640.233	1649.358	-14100.163	8666.711	
SV009	-11237.217	-8547.174	15762.287	1654.936	-12014.429	8672.289	
SV010	-13249.541	-8397.628	12695.517	1580.722	-12518.913	7631.588	
SV011	-11090.386	-8392.049	14817.571	1586.300	-10433.180	7637.166	
SV012	-11734.762	-7499.736	12745.828	1511.900	-13937.451	8515.166	
SV013	-9575.606	-7494.158	14867.883	1517.478	-11851.717	8520.744	
SV014	-11027.462	-6896.057	10668.636	1294.199	-11760.536	6961.452	
SV015	-8868.306	-6890.479	12790.691	1299.777	-9674.802	6967.030	
SV016	-12825.204	-8439.485	13696.243	1762.625	-14622.847	8779.978	
SV017	-10666.048	-8433.907	15818.297	1768.203	-12537.113	8785.556	
SV018	-12678.373	-8284.361	12751.527	1693.989	-13041.598	7744.855	
SV019	-10519.217	-8278.782	14873.581	1699.567	-10955.864	7750.433	
SV020	-11163.593	-7386.469	12801.839	1625.167	-14460.135	8628.433	
SV021	-9004.438	-7380.891	14923.893	1630.745	-12374.401	8634.011	
SV022	-11090.221	-7119.802	11617.643	-95.736	-9672.300	6737.707	
SV023	-12312.666	-8549.362	14701.390	1652.748	-13061.080	8670.101	
SV024	-12165.835	-8394.237	13756.674	1584.112	-11479.831	7634.978	
SV025	-10651.056	-7496.346	13806.986	1515.290	-12898.368	8518.556	
SV026	-9943.755	-6892.667	11729.794	1297.589	-10721.453	6964.842	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점13)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-96.840	1713.662	-215.742	3355.582	-5539.713	-8413.945
SV002	-96.840	1763.500	-222.769	3374.503	-5516.827	-8258.821
SV003	-96.840	1482.325	-183.123	2817.039	-4719.463	-7360.929
SV004	-96.840	1477.452	-227.058	2807.375	-4494.502	-6757.250
SV005	-96.840	1713.662	-176.045	3355.582	-5059.045	-8300.678
SV006	-96.840	1763.500	-183.072	3374.503	-5036.158	-8145.554
SV007	-96.840	1482.325	-143.426	2817.039	-4238.795	-7247.662
SV008	-96.840	1713.662	-215.742	3355.582	-6617.063	-8416.734
SV009	-96.840	1713.662	-215.742	3355.582	-4462.364	-8411.156
SV010	-96.840	1763.500	-222.769	3374.503	-6594.176	-8261.610
SV011	-96.840	1763.500	-222.769	3374.503	-4439.477	-8256.032
SV012	-96.840	1482.325	-183.123	2817.039	-5796.812	-7363.718
SV013	-96.840	1482.325	-183.123	2817.039	-3642.114	-7358.140
SV014	-96.840	1477.452	-227.058	2807.375	-5571.851	-6760.039
SV015	-96.840	1477.452	-227.058	2807.375	-3417.153	-6754.461
SV016	-96.840	1713.662	-176.045	3355.582	-6136.394	-8303.467
SV017	-96.840	1713.662	-176.045	3355.582	-3981.696	-8297.889
SV018	-96.840	1763.500	-183.072	3374.503	-6113.508	-8148.343
SV019	-96.840	1763.500	-183.072	3374.503	-3958.809	-8142.765
SV020	-96.840	1482.325	-143.426	2817.039	-5316.144	-7250.451
SV021	-96.840	1482.325	-143.426	2817.039	-3161.445	-7244.873
SV022	-96.840	1477.452	-306.452	2807.375	-5455.839	-6983.784
SV023	-96.840	1713.662	-215.742	3355.582	-5536.065	-8413.344
SV024	-96.840	1763.500	-222.769	3374.503	-5513.178	-8258.220
SV025	-96.840	1482.325	-183.123	2817.039	-4715.815	-7360.328
SV026	-96.840	1477.452	-227.058	2807.375	-4490.854	-6756.649

구 분	S4(절점14)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-4260.779	-6860.214	9540.678	-4869.375	10269.169	-3324.626
SV002	-4268.491	-6678.076	9016.734	-4675.375	9714.624	-3155.562
SV003	-3572.144	-6076.791	8905.045	-4371.717	9581.074	-3034.780
SV004	-3482.967	-5534.160	7621.084	-3889.232	8188.648	-2682.061
SV005	-3759.443	-6746.947	9820.005	-4756.108	10567.691	-3211.359
SV006	-3767.155	-6564.809	9296.060	-4562.108	10013.146	-3042.295
SV007	-3070.807	-5963.524	9184.371	-4258.450	9879.596	-2921.513
SV008	-5337.660	-6863.003	8471.219	-4872.164	9200.215	-3327.415
SV009	-3183.898	-6857.425	10610.137	-4866.586	11338.123	-3321.837
SV010	-5345.372	-6680.866	7947.275	-4678.165	8645.670	-3158.351
SV011	-3191.611	-6675.287	10086.192	-4672.586	10783.578	-3152.773
SV012	-4649.025	-6079.580	7835.586	-4374.506	8512.120	-3037.569
SV013	-2495.263	-6074.001	9974.504	-4368.927	10650.028	-3031.991
SV014	-4559.848	-5536.950	6551.625	-3892.021	7119.694	-2684.850
SV015	-2406.086	-5531.371	8690.543	-3886.442	9257.602	-2679.272
SV016	-4836.323	-6749.736	8750.546	-4758.897	9498.737	-3214.148
SV017	-2682.562	-6744.158	10889.463	-4753.319	11636.645	-3208.570
SV018	-4844.036	-6567.599	8226.601	-4564.898	8944.192	-3045.084
SV019	-2690.274	-6562.020	10365.519	-4559.319	11082.100	-3039.506
SV020	-4147.688	-5966.313	8114.912	-4261.239	8810.642	-2924.302
SV021	-1993.927	-5960.734	10253.830	-4255.660	10948.549	-2918.724
SV022	-4485.640	-5760.695	7062.431	-4115.766	7591.605	-2908.595
SV023	-4257.232	-6859.613	9542.626	-4868.774	10271.008	-3324.025
SV024	-4264.944	-6677.475	9018.681	-4674.774	9716.463	-3154.961
SV025	-3568.596	-6076.189	8906.993	-4371.115	9582.913	-3034.179
SV026	-3479.420	-5533.559	7623.031	-3888.630	8190.487	-2681.460

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	14604.378	-1371.639	14701.260	1652.147	9902.838	3575.745
SV002	13666.894	-1227.025	13756.544	1583.511	9138.977	3299.393
SV003	13704.598	-1291.698	13806.855	1514.689	9370.635	3412.716
SV004	11672.554	-1067.002	11729.663	1296.988	7822.463	2883.238
SV005	14642.665	-1258.372	14757.270	1765.414	9700.087	3689.012
SV006	13705.181	-1113.758	13812.554	1696.778	8936.226	3412.660
SV007	13742.885	-1178.431	13862.866	1627.956	9167.883	3525.983
SV008	13542.809	-1374.428	13640.233	1649.358	8849.161	3572.956
SV009	15665.946	-1368.850	15762.287	1654.936	10956.516	3578.535
SV010	12605.325	-1229.814	12695.517	1580.722	8085.299	3296.604
SV011	14728.462	-1224.236	14817.571	1586.300	10192.655	3302.182
SV012	12643.030	-1294.487	12745.828	1511.900	8316.957	3409.926
SV013	14766.166	-1288.909	14867.883	1517.478	10424.313	3415.505
SV014	10610.986	-1069.791	10668.636	1294.199	6768.785	2880.448
SV015	12734.123	-1064.213	12790.691	1299.777	8876.140	2886.027
SV016	13581.097	-1261.161	13696.243	1762.625	8646.409	3686.223
SV017	15704.233	-1255.583	15818.297	1768.203	10753.764	3691.802
SV018	12643.613	-1116.547	12751.527	1693.989	7882.548	3409.871
SV019	14766.749	-1110.969	14873.581	1699.567	9989.903	3415.449
SV020	12681.317	-1181.220	12801.839	1625.167	8114.206	3523.193
SV021	14804.453	-1175.642	14923.893	1630.745	10221.561	3528.772
SV022	11595.980	-1293.536	11617.643	1070.454	8227.966	2656.704
SV023	14604.625	-1371.038	14701.390	1652.748	9901.384	3576.347
SV024	13667.141	-1226.424	13756.674	1584.112	9137.523	3299.994
SV025	13704.845	-1291.097	13806.986	1515.290	9369.181	3413.317
SV026	11672.801	-1066.401	11729.794	1297.589	7821.009	2883.839

구 분	S10(절점23)		S11(절점25)		S12(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	9279.618	5101.479	-4642.692	7019.319	-6073.773	8540.037
SV002	8573.238	4619.474	-4085.738	6253.330	-5347.535	7504.914
SV003	8781.325	4912.038	-4644.461	6841.469	-6036.237	8388.492
SV004	7298.662	4072.249	-3926.038	5645.229	-5098.068	6834.778
SV005	9093.004	5214.746	-5126.179	7132.586	-6542.596	8653.304
SV006	8386.624	4732.741	-4569.225	6366.597	-5816.358	7618.181
SV007	8594.711	5025.305	-5127.948	6954.736	-6505.060	8501.759
SV008	8226.521	5098.690	-5688.479	7016.530	-7118.944	8537.247
SV009	10332.716	5104.268	-3596.905	7022.108	-5028.603	8542.826
SV010	7520.141	4616.685	-5131.525	6250.541	-6392.706	7502.125
SV011	9626.336	4622.263	-3039.951	6256.120	-4302.365	7507.703
SV012	7728.228	4909.249	-5690.248	6838.680	-7081.408	8385.703
SV013	9834.423	4914.827	-3598.674	6844.259	-4991.067	8391.281
SV014	6245.564	4069.460	-4971.825	5642.440	-6143.238	6831.989
SV015	8351.759	4075.038	-2880.251	5648.019	-4052.897	6837.567
SV016	8039.906	5211.957	-6171.966	7129.797	-7587.766	8650.514
SV017	10146.101	5217.535	-4080.392	7135.375	-5497.425	8656.093
SV018	7333.527	4729.952	-5615.012	6363.808	-6861.528	7615.392
SV019	9439.722	4735.530	-3523.438	6369.387	-4771.187	7620.970
SV020	7541.613	5022.516	-6173.735	6951.947	-7550.230	8498.970
SV021	9647.808	5028.094	-4082.161	6957.526	-5459.889	8504.548
SV022	7671.890	3845.715	-2959.063	5418.695	-4160.423	6608.244
SV023	9278.039	5102.080	-4645.847	7019.920	-6077.061	8540.638
SV024	8571.660	4620.075	-4088.892	6253.932	-5350.823	7505.515
SV025	8779.746	4912.639	-4647.616	6842.071	-6039.525	8389.093
SV026	7297.083	4072.850	-3929.192	5645.831	-5101.355	6835.379

구 분	S13(절점36)		S14(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-699.603	-3026.446	-194.676	-1523.516
SV002	-641.436	-2480.390	-194.676	-1288.973
SV003	-712.250	-3046.578	-194.676	-1574.514
SV004	-550.989	-2470.702	-150.054	-1284.124
SV005	-778.996	-3026.446	-234.373	-1523.516
SV006	-720.830	-2480.390	-234.373	-1288.973
SV007	-791.644	-3046.578	-234.373	-1574.514
SV008	-699.603	-3026.446	-194.676	-1523.516
SV009	-699.603	-3026.446	-194.676	-1523.516
SV010	-641.436	-2480.390	-194.676	-1288.973
SV011	-641.436	-2480.390	-194.676	-1288.973
SV012	-712.250	-3046.578	-194.676	-1574.514
SV013	-712.250	-3046.578	-194.676	-1574.514
SV014	-550.989	-2470.702	-150.054	-1284.124
SV015	-550.989	-2470.702	-150.054	-1284.124
SV016	-778.996	-3026.446	-234.373	-1523.516
SV017	-778.996	-3026.446	-234.373	-1523.516
SV018	-720.830	-2480.390	-234.373	-1288.973
SV019	-720.830	-2480.390	-234.373	-1288.973
SV020	-791.644	-3046.578	-234.373	-1574.514
SV021	-791.644	-3046.578	-234.373	-1574.514
SV022	-392.202	-2470.702	-70.660	-1284.124
SV023	-699.603	-3026.446	-194.676	-1523.516
SV024	-641.436	-2480.390	-194.676	-1288.973
SV025	-712.250	-3046.578	-194.676	-1574.514
SV026	-550.989	-2470.702	-150.054	-1284.124

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-22888.321	5795.192	1131.801	-23847.030	-2103.716	1093.623	
UL002	-22707.742	5012.049	1040.925	-23666.451	-2241.642	1002.747	
UL003	-18176.419	5639.497	1026.896	-19135.129	-1514.590	988.718	
UL004	-16731.390	3361.988	614.793	-17690.100	-813.548	568.051	
UL005	-20287.936	4453.562	779.099	-21246.645	-914.856	736.639	
UL006	-20178.748	3980.034	724.151	-21137.458	-998.253	681.691	
UL007	-17438.879	4359.421	715.668	-18397.588	-558.640	673.208	
UL008	-20438.809	5649.357	1322.998	-21397.518	-3607.048	1284.819	
UL009	-20431.557	4110.661	549.961	-21390.266	342.813	511.782	
UL010	-20329.621	5175.828	1268.050	-21288.331	-3690.444	1229.871	
UL011	-20322.369	3637.132	495.012	-21281.079	259.416	456.834	
UL012	-17589.752	5555.215	1259.567	-18548.461	-3250.832	1221.389	
UL013	-17582.500	4016.519	486.530	-18541.209	699.029	448.351	
UL014	-16091.361	3972.439	962.800	-17013.198	-2681.229	917.856	
UL015	-16084.389	2492.923	219.495	-17006.225	1116.714	174.551	
UL016	-19511.117	5022.029	1120.786	-20432.953	-2778.641	1079.959	
UL017	-19504.144	3542.514	377.481	-20425.980	1019.302	336.654	
UL018	-19406.129	4566.713	1067.951	-20327.965	-2858.830	1027.124	
UL019	-19399.156	3087.198	324.646	-20320.992	939.113	283.819	
UL020	-16771.639	4931.508	1059.795	-17693.475	-2436.126	1018.968	
UL021	-16764.666	3451.993	316.490	-17686.502	1361.817	275.663	
UL022	-13096.834	7041.424	3042.685	-13834.303	9116.265	3042.518	
UL023	-20434.401	4873.904	936.443	-21393.111	-1618.937	894.599	
UL024	-20325.214	4400.376	881.495	-21283.923	-1702.334	839.650	
UL025	-17585.344	4779.763	873.012	-18544.054	-1262.721	831.168	
UL026	-15443.639	3097.739	567.468	-16328.601	-738.800	520.938	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-22323.043	-7104.491	-1694.884	-23281.753	5066.038	-1733.063	
UL002	-17628.194	-7058.223	-1604.009	-18586.904	4467.089	-1642.187	
UL003	-22153.441	-6302.737	-1589.980	-23112.150	5122.971	-1628.158	
UL004	-16102.566	-5029.683	-1223.815	-17061.275	3848.882	-1270.557	
UL005	-20030.035	-6617.328	-1646.694	-20988.744	5237.359	-1689.154	
UL006	-17191.289	-6589.352	-1591.746	-18149.998	4875.203	-1634.206	
UL007	-19927.484	-6132.546	-1583.263	-20886.194	5271.783	-1625.723	
UL008	-19879.162	-6951.233	-1886.081	-20837.871	6576.791	-1924.260	
UL009	-19886.413	-5522.766	-1113.044	-20845.123	2516.703	-1151.222	
UL010	-17040.416	-6923.257	-1831.133	-17999.125	6214.636	-1869.311	
UL011	-17047.668	-5494.789	-1058.096	-18006.377	2154.547	-1096.274	
UL012	-19776.611	-6466.451	-1822.651	-20735.321	6611.216	-1860.829	
UL013	-19783.863	-5037.984	-1049.613	-20742.573	2551.127	-1087.792	
UL014	-15479.750	-5522.997	-1548.398	-16401.586	5652.814	-1593.342	
UL015	-15486.723	-4149.471	-805.093	-16408.559	1748.882	-850.037	
UL016	-19256.162	-7049.579	-1955.012	-20177.998	6987.888	-1995.839	
UL017	-19263.135	-5676.052	-1211.707	-20184.971	3083.956	-1252.534	
UL018	-16526.599	-7022.678	-1902.177	-17448.435	6639.661	-1943.004	
UL019	-16533.572	-5649.152	-1158.872	-17455.408	2735.730	-1199.699	
UL020	-19157.556	-6583.442	-1894.021	-20079.392	7020.988	-1934.848	
UL021	-19164.529	-5209.916	-1150.716	-20086.365	3117.057	-1191.543	
UL022	-12160.055	144.062	1505.322	-12897.524	12474.439	1503.801	
UL023	-19883.569	-6242.775	-1499.527	-20842.278	4559.744	-1541.371	
UL024	-17044.823	-6214.798	-1444.578	-18003.533	4197.589	-1486.423	
UL025	-19781.019	-5757.993	-1436.096	-20739.728	4594.169	-1477.940	
UL026	-14864.628	-4648.115	-1129.642	-15749.591	3564.812	-1176.172	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-18893.677	4815.530	917.247	-19631.146	-1560.051	879.069	
UE002	-18713.097	4032.386	826.371	-19450.566	-1697.976	788.193	
UE003	-14181.775	4659.834	812.343	-14919.244	-970.925	774.164	
UE004	-12736.746	2382.326	400.239	-13474.215	-269.882	353.498	
UE005	-16293.291	3473.899	564.545	-17030.760	-371.190	522.085	
UE006	-16184.104	3000.371	509.597	-16921.573	-454.587	467.137	
UE007	-13444.234	3379.758	501.115	-14181.703	-14.975	458.655	
UE008	-16444.164	4669.694	1108.444	-17181.633	-3063.382	1070.266	
UE009	-16436.913	3130.998	335.407	-17174.381	886.479	297.229	
UE010	-16334.977	4196.165	1053.496	-17072.446	-3146.779	1015.317	
UE011	-16327.725	2657.469	280.459	-17065.194	803.082	242.280	
UE012	-13595.108	4575.552	1045.013	-14332.576	-2707.166	1006.835	
UE013	-13587.856	3036.857	271.976	-14325.325	1242.694	233.798	
UE014	-12096.717	2992.776	748.246	-12797.313	-2137.563	703.302	
UE015	-12089.744	1513.261	4.941	-12790.340	1660.380	-40.003	
UE016	-15516.473	4042.366	906.233	-16217.068	-2234.975	865.406	
UE017	-15509.500	2562.851	162.928	-16210.095	1562.968	122.101	
UE018	-15411.485	3587.050	853.398	-16112.080	-2315.164	812.571	
UE019	-15404.512	2107.535	110.093	-16105.107	1482.779	69.266	
UE020	-12776.995	3951.845	845.242	-13477.590	-1892.460	804.415	
UE021	-12770.022	2472.330	101.937	-13470.617	1905.483	61.110	
UE022	-13096.834	4508.619	3042.685	-13834.303	1885.898	3042.518	
UE023	-16439.757	3894.242	721.889	-17177.226	-1075.271	680.045	
UE024	-16330.570	3420.713	666.941	-17068.038	-1158.668	625.097	
UE025	-13590.700	3800.100	658.459	-14328.169	-719.056	616.614	
UE026	-11448.994	2118.076	352.914	-12112.716	-195.135	306.384	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-18611.225	-6125.952	-1480.331	-19348.693	4521.248	-1518.509	
UE002	-13916.376	-6079.683	-1389.455	-14653.845	3922.299	-1427.633	
UE003	-18441.622	-5324.197	-1375.426	-19179.091	4578.182	-1413.605	
UE004	-12390.747	-4051.144	-1009.262	-13128.216	3304.093	-1056.003	
UE005	-16318.216	-5638.789	-1432.140	-17055.685	4692.570	-1474.600	
UE006	-13479.470	-5610.812	-1377.192	-14216.939	4330.414	-1419.652	
UE007	-16215.666	-5154.007	-1368.710	-16953.135	4726.994	-1411.169	
UE008	-16167.343	-5972.694	-1671.528	-16904.812	6032.002	-1709.706	
UE009	-16174.595	-4544.226	-898.490	-16912.064	1971.913	-936.669	
UE010	-13328.597	-5944.717	-1616.579	-14066.066	5669.847	-1654.758	
UE011	-13335.849	-4516.250	-843.542	-14073.318	1609.758	-881.721	
UE012	-16064.793	-5487.912	-1608.097	-16802.262	6066.427	-1646.275	
UE013	-16072.045	-4059.444	-835.060	-16809.513	2006.338	-873.238	
UE014	-11767.931	-4544.458	-1333.844	-12468.527	5108.025	-1378.788	
UE015	-11774.904	-3170.931	-590.539	-12475.500	1204.093	-635.483	
UE016	-15544.344	-6071.039	-1740.458	-16244.939	6443.099	-1781.285	
UE017	-15551.316	-4697.513	-997.153	-16251.912	2539.167	-1037.980	
UE018	-12814.780	-6044.139	-1687.623	-13515.376	6094.872	-1728.450	
UE019	-12821.753	-4670.612	-944.318	-13522.349	2190.941	-985.145	
UE020	-15445.738	-5604.903	-1679.467	-16146.333	6476.199	-1720.294	
UE021	-15452.711	-4231.376	-936.162	-16153.306	2572.268	-976.989	
UE022	-12160.055	-2141.223	1505.322	-12897.524	5423.612	1503.801	
UE023	-16171.750	-5264.235	-1284.973	-16909.219	4014.955	-1326.817	
UE024	-13333.005	-5236.259	-1230.025	-14070.473	3652.800	-1271.869	
UE025	-16069.200	-4779.453	-1221.542	-16806.669	4049.380	-1263.387	
UE026	-11152.810	-3669.576	-915.089	-11816.532	3020.023	-961.619	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-22892.203	59.175	-0.715	-23850.913	64.251	-0.715	
ULB02	-22711.624	106.578	1.761	-23670.334	94.074	1.761	
ULB03	-18180.301	97.524	1.546	-19139.011	86.549	1.546	
ULB04	-17029.767	-97.128	118.817	-17988.476	-993.347	127.380	
ULB05	-20439.065	-21.037	58.847	-21397.775	-465.159	63.128	
ULB06	-20329.878	7.626	60.344	-21288.587	-447.126	64.625	
ULB07	-17590.008	2.151	60.214	-18548.718	-451.676	64.495	
ULB08	-20439.065	66.957	0.056	-21397.775	66.556	0.056	
ULB09	-20439.065	66.957	0.056	-21397.775	66.556	0.056	
ULB10	-20329.878	95.620	1.554	-21288.587	84.589	1.554	
ULB11	-20329.878	95.620	1.554	-21288.587	84.589	1.554	
ULB12	-17590.008	90.145	1.423	-18548.718	80.039	1.423	
ULB13	-17590.008	90.145	1.423	-18548.718	80.039	1.423	
ULB14	-16374.776	-93.392	114.247	-17296.612	-955.142	122.481	
ULB15	-16374.776	-93.392	114.247	-17296.612	-955.142	122.481	
ULB16	-19652.947	-20.227	56.583	-20574.783	-447.268	60.700	
ULB17	-19652.947	-20.227	56.583	-20574.783	-447.268	60.700	
ULB18	-19547.959	7.333	58.023	-20469.795	-429.929	62.140	
ULB19	-19547.959	7.333	58.023	-20469.795	-429.929	62.140	
ULB20	-16913.469	2.068	57.898	-17835.305	-434.303	62.015	
ULB21	-16913.469	2.068	57.898	-17835.305	-434.303	62.015	
ULB22	-13099.821	2692.397	2442.696	-13837.289	16328.450	2477.013	
ULB23	-20439.065	66.957	0.056	-21397.775	66.556	0.056	
ULB24	-20329.878	95.620	1.554	-21288.587	84.589	1.554	
ULB25	-17590.008	90.145	1.423	-18548.718	80.039	1.423	
ULB26	-15719.785	-89.656	109.677	-16604.747	-916.936	117.581	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-22319.161	90.275	0.715	-23277.870	85.200	0.715	
ULB02	-17624.312	29.964	-1.761	-18583.021	42.467	-1.761	
ULB03	-22149.559	30.280	-1.546	-23108.268	41.254	-1.546	
ULB04	-15804.189	-169.056	105.485	-16762.899	-970.622	114.048	
ULB05	-19878.905	-32.568	53.304	-20837.615	-437.338	57.586	
ULB06	-17040.159	-69.035	51.807	-17998.869	-463.176	56.089	
ULB07	-19776.355	-68.844	51.937	-20735.064	-463.909	56.219	
ULB08	-19878.905	64.500	-0.056	-20837.615	64.901	-0.056	
ULB09	-19878.905	64.500	-0.056	-20837.615	64.901	-0.056	
ULB10	-17040.159	28.032	-1.554	-17998.869	39.063	-1.554	
ULB11	-17040.159	28.032	-1.554	-17998.869	39.063	-1.554	
ULB12	-19776.355	28.224	-1.423	-20735.064	38.330	-1.423	
ULB13	-19776.355	28.224	-1.423	-20735.064	38.330	-1.423	
ULB14	-15196.336	-162.554	101.428	-16118.172	-933.290	109.662	
ULB15	-15196.336	-162.554	101.428	-16118.172	-933.290	109.662	
ULB16	-19114.332	-31.315	51.254	-20036.168	-420.517	55.371	
ULB17	-19114.332	-31.315	51.254	-20036.168	-420.517	55.371	
ULB18	-16384.768	-66.380	49.815	-17306.605	-445.362	53.931	
ULB19	-16384.768	-66.380	49.815	-17306.605	-445.362	53.931	
ULB20	-19015.726	-66.196	49.940	-19937.562	-446.067	54.057	
ULB21	-19015.726	-66.196	49.940	-19937.562	-446.067	54.057	
ULB22	-12157.069	2717.808	2381.218	-12894.538	16046.923	2409.625	
ULB23	-19878.905	64.500	-0.056	-20837.615	64.901	-0.056	
ULB24	-17040.159	28.032	-1.554	-17998.869	39.063	-1.554	
ULB25	-19776.355	28.224	-1.423	-20735.064	38.330	-1.423	
ULB26	-14588.482	-156.052	97.371	-15473.445	-895.959	105.275	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-18897.559	40.976	-1.000	-19635.028	48.078	-1.000	
UEB02	-18716.980	88.380	1.476	-19454.449	77.901	1.476	
UEB03	-14185.657	79.325	1.260	-14923.126	70.377	1.260	
UEB04	-13035.123	-115.326	118.531	-13772.591	-1009.520	127.095	
UEB05	-16444.421	-39.235	58.561	-17181.890	-481.332	62.843	
UEB06	-16335.234	-10.573	60.059	-17072.702	-463.299	64.340	
UEB07	-13595.364	-16.047	59.928	-14332.833	-467.849	64.210	
UEB08	-16444.421	48.759	-0.229	-17181.890	50.383	-0.229	
UEB09	-16444.421	48.759	-0.229	-17181.890	50.383	-0.229	
UEB10	-16335.234	77.421	1.268	-17072.702	68.416	1.268	
UEB11	-16335.234	77.421	1.268	-17072.702	68.416	1.268	
UEB12	-13595.364	71.947	1.138	-14332.833	63.866	1.138	
UEB13	-13595.364	71.947	1.138	-14332.833	63.866	1.138	
UEB14	-12380.131	-111.591	113.962	-13080.727	-971.314	122.195	
UEB15	-12380.131	-111.591	113.962	-13080.727	-971.314	122.195	
UEB16	-15658.303	-38.426	56.298	-16358.898	-463.441	60.415	
UEB17	-15658.303	-38.426	56.298	-16358.898	-463.441	60.415	
UEB18	-15553.315	-10.866	57.738	-16253.911	-446.102	61.855	
UEB19	-15553.315	-10.866	57.738	-16253.911	-446.102	61.855	
UEB20	-12918.825	-16.130	57.612	-13619.421	-450.476	61.729	
UEB21	-12918.825	-16.130	57.612	-13619.421	-450.476	61.729	
UEB22	-13099.821	937.907	2442.696	-13837.289	5478.756	2477.013	
UEB23	-16444.421	48.759	-0.229	-17181.890	50.383	-0.229	
UEB24	-16335.234	77.421	1.268	-17072.702	68.416	1.268	
UEB25	-13595.364	71.947	1.138	-14332.833	63.866	1.138	
UEB26	-11725.140	-107.855	109.392	-12388.862	-933.109	117.296	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-18607.342	84.488	1.000	-19344.811	77.387	1.000	
UEB02	-13912.493	24.176	-1.476	-14649.962	34.654	-1.476	
UEB03	-18437.740	24.493	-1.260	-19175.209	33.441	-1.260	
UEB04	-12092.371	-174.844	105.770	-12829.840	-978.435	114.334	
UEB05	-16167.086	-38.355	53.590	-16904.555	-445.151	57.871	
UEB06	-13328.341	-74.823	52.092	-14065.809	-470.989	56.374	
UEB07	-16064.536	-74.631	52.223	-16802.005	-471.722	56.504	
UEB08	-16167.086	58.713	0.229	-16904.555	57.088	0.229	
UEB09	-16167.086	58.713	0.229	-16904.555	57.088	0.229	
UEB10	-13328.341	22.245	-1.268	-14065.809	31.250	-1.268	
UEB11	-13328.341	22.245	-1.268	-14065.809	31.250	-1.268	
UEB12	-16064.536	22.436	-1.138	-16802.005	30.517	-1.138	
UEB13	-16064.536	22.436	-1.138	-16802.005	30.517	-1.138	
UEB14	-11484.517	-168.341	101.713	-12185.113	-941.103	109.947	
UEB15	-11484.517	-168.341	101.713	-12185.113	-941.103	109.947	
UEB16	-15402.513	-37.102	51.539	-16103.109	-428.330	55.656	
UEB17	-15402.513	-37.102	51.539	-16103.109	-428.330	55.656	
UEB18	-12672.950	-72.167	50.100	-13373.545	-453.175	54.217	
UEB19	-12672.950	-72.167	50.100	-13373.545	-453.175	54.217	
UEB20	-15303.907	-71.983	50.225	-16004.503	-453.880	54.342	
UEB21	-15303.907	-71.983	50.225	-16004.503	-453.880	54.342	
UEB22	-12157.069	918.797	2381.218	-12894.538	5366.337	2409.625	
UEB23	-16167.086	58.713	0.229	-16904.555	57.088	0.229	
UEB24	-13328.341	22.245	-1.268	-14065.809	31.250	-1.268	
UEB25	-16064.536	22.436	-1.138	-16802.005	30.517	-1.138	
UEB26	-10876.664	-161.839	97.656	-11540.386	-903.772	105.561	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재6, 절점6)		우측 (부재32, 절점33)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-13767.095	5361.812	-12820.764	-4841.486	
UL002	-13891.226	5402.492	-9674.951	-3667.466	
UL003	-10593.881	4203.945	-12959.325	-4884.770	
UL004	-10652.738	4183.167	-9502.753	-3646.637	
UL005	-12386.758	4895.836	-11658.071	-4369.104	
UL006	-12461.814	4920.434	-9755.952	-3659.231	
UL007	-10468.070	4195.730	-11741.853	-4395.275	
UL008	-12489.970	4895.836	-11554.860	-4369.104	
UL009	-12489.970	4895.836	-11554.860	-4369.104	
UL010	-12565.026	4920.434	-9652.740	-3659.231	
UL011	-12565.026	4920.434	-9652.740	-3659.231	
UL012	-10571.282	4195.730	-11638.641	-4395.275	
UL013	-10571.282	4195.730	-11638.641	-4395.275	
UL014	-10243.017	4022.276	-9137.263	-3506.381	
UL015	-10243.017	4022.276	-9137.263	-3506.381	
UL016	-11910.345	4707.535	-11209.684	-4201.061	
UL017	-11910.345	4707.535	-11209.684	-4201.061	
UL018	-11982.514	4731.186	-9380.723	-3518.491	
UL019	-11982.514	4731.186	-9380.723	-3518.491	
UL020	-10065.452	4034.356	-11290.243	-4226.226	
UL021	-10065.452	4034.356	-11290.243	-4226.226	
UL022	-8353.201	3217.821	-7151.023	-2805.105	
UL023	-12489.970	4895.836	-11554.860	-4369.104	
UL024	-12565.026	4920.434	-9652.740	-3659.231	
UL025	-10571.282	4195.730	-11638.641	-4395.275	
UL026	-9833.296	3861.385	-8771.772	-3366.126	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-18042.960	-12554.570	21601.392	2418.248	-18946.363	12688.392	
UL002	-17727.274	-12221.053	19570.252	2270.682	-15546.677	10462.878	
UL003	-14470.498	-10290.586	19678.422	2122.714	-18596.532	12362.571	
UL004	-12932.249	-8961.248	15248.562	1686.085	-13932.969	9053.513	
UL005	-15269.314	-10967.705	19184.451	2295.038	-17653.974	11417.597	
UL006	-15078.433	-10766.043	17956.320	2205.812	-15598.350	10071.937	
UL007	-13109.220	-9598.784	18021.725	2116.343	-17442.449	11220.589	
UL008	-17415.284	-11118.578	17732.303	2144.165	-18330.211	11266.724	
UL009	-14608.382	-11111.326	20490.973	2151.417	-15618.758	11273.976	
UL010	-17224.404	-10916.916	16504.172	2054.939	-16274.587	9921.064	
UL011	-14417.501	-10909.664	19262.842	2062.191	-13563.134	9928.316	
UL012	-15255.191	-9749.657	16569.577	1965.470	-18118.686	11069.715	
UL013	-12448.288	-9742.405	19328.247	1972.722	-15407.232	11076.967	
UL014	-13784.327	-8620.071	13335.795	1617.749	-14700.669	8701.815	
UL015	-11085.382	-8613.098	15988.363	1624.722	-12093.502	8708.788	
UL016	-16031.505	-10549.356	17120.304	2203.281	-18278.559	10974.972	
UL017	-13332.560	-10542.384	19772.872	2210.254	-15671.392	10981.945	
UL018	-15847.966	-10355.451	15939.409	2117.486	-16301.997	9681.069	
UL019	-13149.021	-10348.478	18591.977	2124.459	-13694.830	9688.042	
UL020	-13954.492	-9233.086	16002.298	2031.459	-18075.169	10785.541	
UL021	-11255.547	-9226.113	18654.866	2038.432	-15468.002	10792.514	
UL022	-11090.221	-7119.802	11617.643	-95.736	-9672.300	6737.707	
UL023	-16006.466	-11114.170	19111.807	2148.573	-16979.404	11271.131	
UL024	-15815.585	-10912.509	17883.676	2059.346	-14923.780	9925.472	
UL025	-13846.372	-9745.249	17949.081	1969.877	-16767.878	11074.123	
UL026	-11932.506	-8271.200	14075.753	1557.107	-12865.743	8357.811	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점13)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-125.891	2428.539	-308.774	4828.233	-8082.499	-12377.747
UL002	-125.891	2535.691	-323.882	4868.913	-8033.293	-12044.230
UL003	-125.891	1931.165	-238.644	3670.365	-6318.961	-10113.762
UL004	-125.891	1920.688	-295.176	3649.588	-5842.853	-8784.425
UL005	-125.891	2227.761	-228.858	4362.257	-6576.758	-10790.882
UL006	-125.891	2292.550	-237.994	4386.854	-6547.006	-10589.220
UL007	-125.891	1927.023	-186.454	3662.151	-5510.433	-9421.961
UL008	-125.891	2227.761	-280.464	4362.257	-8602.181	-10941.755
UL009	-125.891	2227.761	-280.464	4362.257	-5801.073	-10934.503
UL010	-125.891	2292.550	-289.599	4386.854	-8572.429	-10740.093
UL011	-125.891	2292.550	-289.599	4386.854	-5771.320	-10732.841
UL012	-125.891	1927.023	-238.060	3662.151	-7535.856	-9572.834
UL013	-125.891	1927.023	-238.060	3662.151	-4734.748	-9565.582
UL014	-121.049	1846.815	-283.823	3509.219	-6964.814	-8450.049
UL015	-121.049	1846.815	-283.823	3509.219	-4271.441	-8443.076
UL016	-121.049	2142.078	-220.056	4194.478	-7670.493	-10379.334
UL017	-121.049	2142.078	-220.056	4194.478	-4977.119	-10372.361
UL018	-121.049	2204.375	-228.840	4218.129	-7641.884	-10185.429
UL019	-121.049	2204.375	-228.840	4218.129	-4948.511	-10178.456
UL020	-121.049	1852.906	-179.283	3521.299	-6645.180	-9063.064
UL021	-121.049	1852.906	-179.283	3521.299	-3951.806	-9056.091
UL022	-96.840	1477.452	-306.452	2807.375	-5455.839	-6983.784
UL023	-125.891	2227.761	-280.464	4362.257	-7196.884	-10937.347
UL024	-125.891	2292.550	-289.599	4386.854	-7167.132	-10735.686
UL025	-125.891	1927.023	-238.060	3662.151	-6130.559	-9568.426
UL026	-116.207	1772.943	-272.470	3368.850	-5389.024	-8107.979

구 분	S4(절점14)		S5(절점16)		S6(절점17)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-6225.245	-10076.851	14017.216	-7194.737	15068.801	-4899.622
UL002	-6241.826	-9685.255	12890.735	-6777.638	13876.529	-4536.134
UL003	-4744.679	-8392.491	12650.604	-6124.771	13589.396	-4276.453
UL004	-4527.857	-7194.409	9907.409	-5056.001	10645.243	-3486.679
UL005	-4887.276	-8771.031	12766.006	-6182.940	13737.998	-4174.767
UL006	-4897.302	-8534.252	12084.878	-5930.741	13017.090	-3954.983
UL007	-3992.050	-7752.581	11939.682	-5535.984	12843.474	-3797.967
UL008	-6938.958	-8921.904	11012.585	-6333.813	11960.280	-4325.640
UL009	-4139.068	-8914.652	13793.178	-6326.561	14739.560	-4318.388
UL010	-6948.984	-8685.125	10331.457	-6081.614	11239.371	-4105.856
UL011	-4149.094	-8677.873	13112.050	-6074.362	14018.651	-4098.605
UL012	-6043.732	-7903.454	10186.262	-5686.857	11065.756	-3948.840
UL013	-3243.842	-7896.202	12966.855	-5679.606	13845.036	-3941.588
UL014	-5699.810	-6921.187	8189.531	-4865.026	8899.618	-3356.063
UL015	-3007.608	-6914.214	10863.178	-4858.053	11572.003	-3349.090
UL016	-6045.404	-8437.170	10938.182	-5948.621	11873.421	-4017.685
UL017	-3353.202	-8430.197	13611.829	-5941.648	14545.806	-4010.713
UL018	-6055.045	-8209.498	10283.251	-5706.122	11180.240	-3806.355
UL019	-3362.843	-8202.525	12956.898	-5699.149	13852.625	-3799.382
UL020	-5184.610	-7457.891	10143.640	-5326.548	11013.302	-3655.378
UL021	-2492.408	-7450.918	12817.287	-5319.575	13685.687	-3648.405
UL022	-4485.640	-5760.695	7062.431	-4115.766	7591.605	-2908.595
UL023	-5534.401	-8917.496	12405.414	-6329.406	13352.311	-4321.233
UL024	-5544.427	-8680.718	11724.286	-6077.207	12631.402	-4101.449
UL025	-4639.175	-7899.046	11579.090	-5682.450	12457.787	-3944.432
UL026	-4175.304	-6640.271	9147.638	-4666.356	9828.584	-3217.752

구 분	S7(절점19)		S8(절점20)		S9(절점22)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	21473.470	-2073.500	21601.392	2418.248	14650.788	5205.673
UL002	19457.879	-1762.579	19570.252	2270.682	13008.487	4611.515
UL003	19538.943	-1901.627	19678.422	2122.714	13506.551	4855.159
UL004	15174.321	-1387.103	15248.562	1686.085	10169.201	3748.209
UL005	19035.465	-1635.884	19184.451	2295.038	12610.113	4795.716
UL006	17816.735	-1447.885	17956.320	2205.812	11617.093	4436.458
UL007	17865.751	-1531.960	18021.725	2116.343	11918.248	4583.777
UL008	17605.652	-1786.757	17732.303	2144.165	11503.909	4644.843
UL009	20365.730	-1779.505	20490.973	2151.417	14243.471	4652.095
UL010	16386.923	-1598.758	16504.172	2054.939	10510.889	4285.585
UL011	19147.000	-1591.506	19262.842	2062.191	13250.451	4292.836
UL012	16435.938	-1682.833	16569.577	1965.470	10812.044	4432.904
UL013	19196.016	-1675.581	19328.247	1972.722	13551.606	4440.156
UL014	13263.733	-1337.239	13335.795	1617.749	8460.981	3600.561
UL015	15917.653	-1330.266	15988.363	1624.722	11095.175	3607.533
UL016	16976.371	-1576.452	17120.304	2203.281	10808.011	4607.779
UL017	19630.292	-1569.479	19772.872	2210.254	13442.205	4614.752
UL018	15804.516	-1395.684	15939.409	2117.486	9853.185	4262.338
UL019	18458.437	-1388.711	18591.977	2124.459	12487.379	4269.311
UL020	15851.646	-1476.525	16002.298	2031.459	10142.757	4403.992
UL021	18505.567	-1469.552	18654.866	2038.432	12776.951	4410.965
UL022	11595.980	-1293.536	11617.643	1070.454	8227.966	2656.704
UL023	18986.012	-1782.349	19111.807	2148.573	12871.800	4649.250
UL024	17767.283	-1594.351	17883.676	2059.346	11878.780	4289.992
UL025	17816.298	-1678.426	17949.081	1969.877	12179.935	4437.312
UL026	14007.362	-1279.681	14075.753	1557.107	9385.210	3460.607

구 분	S10(절점23)		S11(절점25)		S12(절점26)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	13724.704	7475.340	-6584.898	10261.664	-8696.480	12520.090
UL002	12205.987	6439.030	-5387.446	8614.788	-7135.069	10294.576
UL003	12653.374	7068.042	-6588.701	9879.287	-8615.778	12194.269
UL004	9488.260	5293.924	-5103.849	7338.798	-6627.488	8885.211
UL005	11820.905	6779.169	-6664.033	9272.362	-8505.374	11249.295
UL006	10902.611	6152.563	-5939.992	8276.577	-7561.265	9903.635
UL007	11173.124	6532.896	-6666.333	9041.157	-8456.578	11052.286
UL008	10694.477	6628.296	-7395.023	9121.489	-9254.627	11098.422
UL009	13432.530	6635.548	-4675.977	9128.741	-6537.184	11105.673
UL010	9776.183	6001.690	-6670.982	8125.704	-8310.518	9752.762
UL011	12514.237	6008.942	-3951.936	8132.956	-5593.074	9760.014
UL012	10046.696	6382.023	-7397.323	8890.284	-9205.831	10901.413
UL013	12784.749	6389.275	-4678.276	8897.536	-6488.387	10908.665
UL014	7806.955	5086.825	-6214.781	7053.050	-7679.048	8539.986
UL015	10439.699	5093.798	-3600.313	7060.023	-5066.121	8546.959
UL016	10049.883	6514.946	-7714.958	8912.246	-9484.708	10813.143
UL017	12682.627	6521.919	-5100.490	8919.219	-6871.781	10820.116
UL018	9166.908	5912.440	-7018.765	7954.760	-8576.911	9519.240
UL019	11799.652	5919.413	-4404.297	7961.733	-5963.984	9526.213
UL020	9427.017	6278.145	-7717.169	8689.934	-9437.788	10623.712
UL021	12059.760	6285.118	-5102.702	8696.907	-6824.861	10630.685
UL022	7671.890	3845.715	-2959.063	5418.695	-4160.423	6608.244
UL023	12061.451	6632.704	-6039.601	9125.896	-7900.179	11102.829
UL024	11143.157	6006.098	-5315.560	8130.111	-6956.070	9757.170
UL025	11413.670	6386.431	-6041.900	8894.692	-7851.382	10905.821
UL026	8756.499	4887.420	-4715.031	6774.997	-6121.626	8202.455

구 분	S13(절점36)		S14(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-959.947	-4406.762	-253.079	-2184.054
UL002	-834.889	-3232.742	-253.079	-1679.787
UL003	-987.140	-4450.046	-253.079	-2293.700
UL004	-716.285	-3211.913	-195.070	-1669.361
UL005	-1012.695	-3934.380	-304.685	-1980.571
UL006	-937.078	-3224.507	-304.685	-1675.665
UL007	-1029.137	-3960.551	-304.685	-2046.868
UL008	-909.484	-3934.380	-253.079	-1980.571
UL009	-909.484	-3934.380	-253.079	-1980.571
UL010	-833.867	-3224.507	-253.079	-1675.665
UL011	-833.867	-3224.507	-253.079	-1675.665
UL012	-925.925	-3960.551	-253.079	-2046.868
UL013	-925.925	-3960.551	-253.079	-2046.868
UL014	-688.736	-3088.377	-187.567	-1605.155
UL015	-688.736	-3088.377	-187.567	-1605.155
UL016	-973.745	-3783.057	-292.966	-1904.395
UL017	-973.745	-3783.057	-292.966	-1904.395
UL018	-901.037	-3100.487	-292.966	-1611.216
UL019	-901.037	-3100.487	-292.966	-1611.216
UL020	-989.555	-3808.222	-292.966	-1968.142
UL021	-989.555	-3808.222	-292.966	-1968.142
UL022	-392.202	-2470.702	-70.660	-1284.124
UL023	-909.484	-3934.380	-253.079	-1980.571
UL024	-833.867	-3224.507	-253.079	-1675.665
UL025	-925.925	-3960.551	-253.079	-2046.868
UL026	-661.186	-2964.842	-180.065	-1540.949

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 6)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

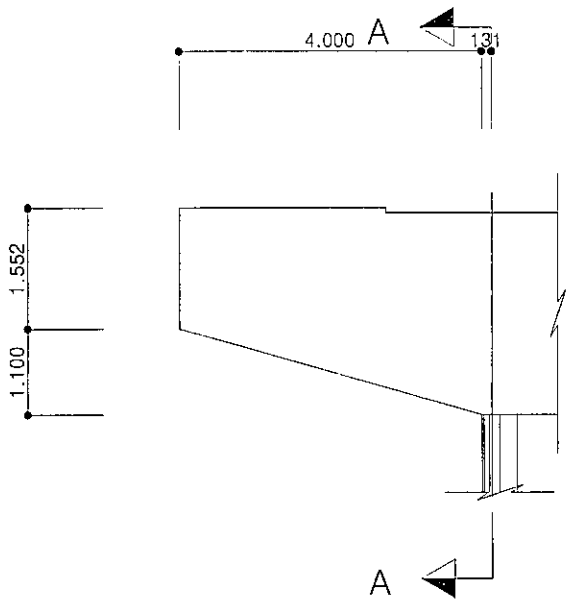
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 5402.492 kN - "ULO-02"

Mu = 13891.226 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 13891.226 / 5402.492 = 2.571 m

d = 2.200 - 0.150 = 2.050 m

a/d = 2.571 / 2.050 = 1.254 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2200.2	2050.2	100.0	13891.2	5402.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2100.23 - 253.323) / 253.323 = 0.02187

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20595.583 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.620]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00603

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2050.23 - a/2) = 22030.980 kN.m

≥ Mu (= 13891.226 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.586]

* 전단에 대한 검토 (d = 2050.23 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2050.23 = 3835.187 kN

< Vu (= 5402.492 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (5402.492-3835.187) x 250.00 / (400x2050.23xΦ) x 1000 = 597.230 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_min = 590.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2050.23 / 250.00 x 1000 = 7618.974 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2050.23 x 1000 = 19175.933 kN ≥ 7618.974 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4793.983 + 7618.974) = 9930.366 kN ≥ 5402.492 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.6 < 2d(=4.200) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.286 m (< d = 2.100 m) L 위험단면 위치
- Vu = 5128.424 kN - "ULO-02

부재번호 : 4 (I단 : 절점4, J단 : 절점5) 부재길이(L) : 1.275 m

Vui = 5102.953 kN (i단), Vuj = 5372.754 kN (J단)

검토위치(Lc) = 2.845 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= 5102.953 + (5372.754 - 5102.953)/1.275 x (2.845 - 2.725)

= 5128.424 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	5142.5	2050.2	5128.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 2050.23

= 19175.933 kN ≥ Vu(= 5128.424 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2050.23 = 3835.187 kN

< Vu (= 5128.424 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7618.974 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7618.974 + 4793.983)

= 9930.366 kN ≥ Vu(= 5128.424 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.552 x 4.131 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 80.061 kN

w2 = 1.100 x (4.131-0.131) / 2 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 27.473 kN

w3 = 1.100 x (4.131-4.000) x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 1.799 kN

Vc = 80.061 + 27.473 + 1.799 = 109.333 kN

Mc = 80.061 x 2.066 + 27.473 x 1.464 + 1.799 x 0.066 = 205.713 kN.m

Vu = 253.168 x sin 75.89 + 240.168 x cos 75.89 +
253.182 x sin 75.89 + 239.070 x cos 75.89 +
109.333(Vc)
= 717.220 kN

Mu = 253.168 x sin 75.89 x 2.821 + 240.168 x cos 75.89 x 2.821 +
253.182 x sin 75.89 x 2.680 + 239.070 x cos 75.89 x 2.680 +
205.713(Mc)
= 1877.766 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2200.2	2700.0	2600.0	100.0	1877.8	717.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5092.300 x 400.00 = 2036920.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2200.228 = 50495.228 x a

T = C 이므로, a = 40.339 mm, c = 40.339 / β1 = 40.339 / 0.85 = 47.457 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2600.00 - 47.457) / 47.457 = 0.16136

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2131.088 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5092.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.390]

1단 : H22 - 7.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5092.3 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00089

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.339 mm

ΦMn = 0.85 x 5092.300 x 400 x (2600.00 - a/2) = 4466.672 kN.m

≥ Mu (= 1877.766 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.379]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2200.23 x 2600.00 = 3963.343 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 717.220 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9665.405 x 1000000 / [33356.400 x (2050.228 - 515.255/3)]

= 154.254 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2050.2/(7x33356.400)]

= 515.255 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.25) - 2.5 x 84.00 = 300.52 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.25) = 408.42 mm

Sa는 작은 값인 300.52 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 300.52 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1877.766 x 1000000 / [5092.300 x (2600.000 - 274.502/3)]

= 146.999 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5092.300/2200.2 + 7x5092.300/2200.2 x √[(1 + 2x2200.2x2600.0/(7x5092.300)]

= 274.502 mm

사용철근량 = 5092.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 7.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5092.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 147.00) - 2.5 x 84.00 = 325.72 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 147.00) = 428.58 mm

Sa는 작은 값인 325.72 mm 를 적용

S = 2200.23 / 10.0 EA = 220.02 ≤ Sa (= 325.72 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 33)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

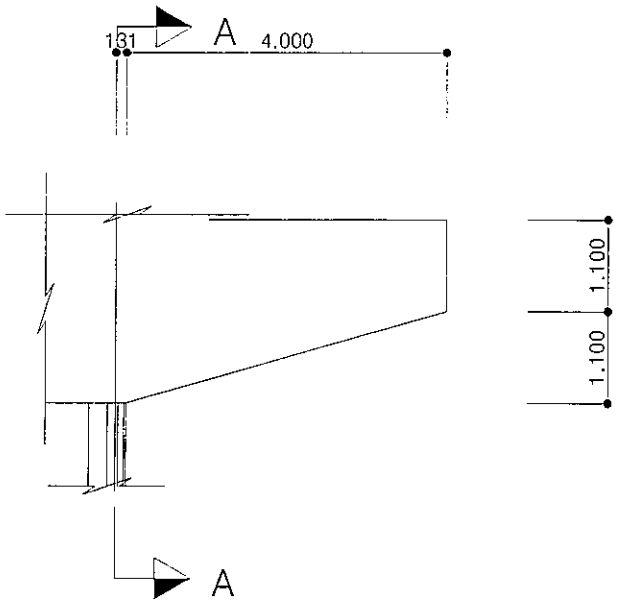
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 4884.770 kN - "ULO-03"

Mu = 12959.325 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 12959.325 / 4884.770 = 2.653 m

d = 2.200 - 0.150 = 2.050 m

a/d = 2.653 / 2.050 = 1.294 > 1.0 ∴ 캔틸레버보로 검토

3) 외측빔 검토 : 켄틸레버보로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2200.2	2050.2	100.0	12959.3	4884.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2100.23 - 253.323) / 253.323 = 0.02187

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 19169.436 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.740]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00603

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2050.23 - a/2) = 22030.980 kN.m

≥ Mu (= 12959.325 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.700]

* 전단에 대한 검토 (d = 2050.23 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2050.23 = 3835.187 kN

< Vu (= 4884.770 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (4884.770-3835.187) x 250.00 / (400x2050.23xΦ) x 1000 = 399.949 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_min = 590.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2050.23 / 250.00 x 1000 = 7618.974 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2050.23 x 1000 = 19175.933 kN ≥ 7618.974 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4793.983 + 7618.974) = 9930.366 kN ≥ 4884.770 kN ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 2.7 < 2d(=4.200) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.327 m (< d = 2.100 m) L 위험단면 위치
- Vu = 4641.844 kN - "ULO-03

부재번호 : 35 (I단 : 절점35, J단 : 절점36) 부재길이(L) : 1.415 m

Vui = -4667.771 kN (I단), Vuj = -4450.046 kN (J단)

검토위치(Lc) = 22.696 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -4667.771 + (-4450.046 - -4667.771)/1.415 x (22.696 - 22.527)

= -4641.844 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	5306.0	2050.2	4641.8	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 2050.23

= 19175.933 kN ≥ Vu(= 4641.844 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2050.23 = 3835.187 kN

< Vu (= 4641.844 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7618.974 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7618.974 + 4793.983)

= 9930.366 kN ≥ Vu(= 4641.844 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.552 x 4.131 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 80.061 kN

w2 = 1.100 x (4.131-0.131) / 2 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 27.473 kN

w3 = 1.100 x (4.131-4.000) x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 1.799 kN

Vc = 80.061 + 27.473 + 1.799 = 109.333 kN

Mc = 80.061 x 2.066 + 27.473 x 1.464 + 1.799 x 0.066 = 205.713 kN.m

Vu = 253.342 x sin 75.89 + 240.095 x cos 75.89 +
253.347 x sin 75.89 + 239.020 x cos 75.89 +
109.333(Vc)
= 717.519 kN

Mu = 253.342 x sin 75.89 x 2.573 + 240.095 x cos 75.89 x 2.573 +
253.347 x sin 75.89 x 2.821 + 239.020 x cos 75.89 x 2.821 +
205.713(Mc)
= 1845.804 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2200.2	2700.0	2600.0	100.0	1845.8	717.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5092.300 x 400.00 = 2036920.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2200.228 = 50495.228 x a

T = C 이므로, a = 40.339 mm, c = 40.339 / β1 = 40.339 / 0.85 = 47.457 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2600.00 - 47.457) / 47.457 = 0.16136

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2094.698 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5092.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.431]

1단 : H22 - 7.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5092.3 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00089

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 40.339 mm

ΦMn = 0.85 x 5092.300 x 400 x (2600.00 - a/2) = 4466.672 kN.m

≥ Mu (= 1845.804 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.420]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2200.23 x 2600.00 = 3963.343 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 717.519 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9032.194 x 1000000 / [33356.400 x (2050.228 - 515.255/3)]

= 144.148 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2050.2/(7x33356.400)]

= 515.255 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.15) - 2.5 x 84.00 = 336.31 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.15) = 437.05 mm

Sa는 작은 값인 336.31 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 336.31 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1845.804 x 1000000 / [5092.300 x (2600.000 - 274.502/3)]

= 144.497 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5092.300/2200.2 + 7x5092.300/2200.2 x √[(1 + 2x2200.2x2600.0/(7x5092.300)]

= 274.502 mm

사용철근량 = 5092.3 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 7.0 EA, H32 - 3.0 EA (= 5092.3 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.50) - 2.5 x 84.00 = 335.00 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.50) = 436.00 mm

Sa는 작은 값인 335.00 mm 를 적용

S = 2200.23 / 10.0 EA = 220.02 ≤ Sa (= 335.00 mm) ∴ O.K

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

cD = √(π x 2.300² / 4) = 2.038 m : 정사각형 치환단면의 한변길이

Ln = 15.200 - 2.038 = 13.162 m

d = 1.100 + 1.552 - 0.100 = 2.552 m

Ln/d = 13.162 / 2.552 = 5.157 ≥ 4 ∴ 일반 보로 전단설계

2) 좌측 지점부 : UL-01(부재 11)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2522.1	2372.1	100.0	18043.0	12554.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2422.13 - 253.323) / 253.323 = 0.02568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 23097.090 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.444]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00521

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2372.13 - a/2) = 25681.774 kN.m
≥ Mu (= 18042.960 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.423]

* 전단에 대한 검토 (d = 2372.13 mm)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2372.13 = 4437.349 kN
< Vu (= 12554.570 kN) , 전단보강 필요.
Av_req = (12554.570-4437.349) x 125.00 / (400x2372.13xΦ) x 1000 = 1336.682 mm²
Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²
Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²
Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)
Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족
Vs = 2322.600 x 400.0 x 2372.13 / 125.00 x 1000 = 17630.458 kN
Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2372.13 x 1000 = 22186.745 kN ≥ 17630.458 kN ∴ O.K
s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K
ΦVn = 0.80 x (5546.686 + 17630.458) = 18541.716 kN ≥12554.570 kN ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13396.372 x 1000000 / [33356.400 x (2372.134 - 559.865/3)]
= 183.762 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2372.1/(7x33356.400)]
= 559.865 mm
사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 183.76) - 2.5 x 84.00 = 218.54 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 183.76) = 342.84 mm
Sa는 작은 값인 218.54 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 218.54 mm) ∴ O.K

3) 중앙부 : UL-01(부재 20)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2433.1	2283.1	100.0	21601.4	2418.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2333.06 - 253.323) / 253.323 = 0.02463

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 29018.718 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.149]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2283.06 - a/2) = 24671.560 kN.m

≥ Mu (= 21601.392 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.142]

* 전단에 대한 검토 (d = 2283.06 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2283.06 = 4270.724 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2418.248 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_req = 590.625 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15818.297 x 1000000 / [33356.400 x (2283.059 - 547.835/3)]
= 225.771 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2283.1/(7x33356.400)]
= 547.835 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 225.77) - 2.5 x 84.00 = 138.80 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 225.77) = 279.04 mm
Sa는 작은 값인 138.80 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 138.80 mm) ∴ O.K

4) 우측 지점부 : UL-01(부재 27)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2321.8	2171.8	100.0	18946.4	12688.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a
T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2221.77 - 253.323) / 253.323 = 0.02331
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 26719.641 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.248]
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00569

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2171.77 - a/2) = 23409.416 kN.m

≥ Mu (= 18946.363 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.236]

* 전단에 대한 검토 (d = 2171.77 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2171.77 = 4062.546 kN

< Vu (= 12688.392 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (12688.392-4062.546) x 125.00 / (400x2171.77xΦ) x 1000 = 1551.486 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2171.77 / 125.00 x 1000 = 16141.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2171.77 x 1000 = 20312.731 kN ≥ 16141.293 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5078.183 + 16141.293) = 16975.580 kN ≥12688.392 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14622.847 x 1000000 / [33356.400 x (2171.770 - 532.476/3)]

= 219.820 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2171.8/(7x33356.400)]

= 532.476 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.82) - 2.5 x 84.00 = 148.25 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 219.82) = 286.60 mm

Sa는 작은 값인 148.25 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 148.25 mm) ∴ O.K

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : ULO-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.050 (125.89/2535.69) < 2d(=3.624) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	5142.5	1762.3	2535.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 1762.25

= 16482.455 kN ≥ Vu(= 2535.691 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1762.25 = 3296.491 kN

≥ Vu (= 2535.691 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 96.840 x 1000000 / [33356.400 x (1762.250 - 472.337/3)]

= 1.809 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1762.3/(7x33356.400)]

= 472.337 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.81) - 2.5 x 84.00 = 43321.05 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.81) = 34824.84 mm

Sa는 작은 값인 34824.84 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 34824.84 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침10) : ULO-02(절점 3)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.067 (323.88/4868.91) < 2d(=3.702) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	5142.5	1801.0	4868.9	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 1801.03
= 16845.121 kN ≥ Vu(= 4868.913 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1801.03 = 3369.024 kN
< Vu (= 4868.913 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근
s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근
sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K
Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6692.897 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6692.897 + 4211.280)
= 8723.342 kN ≥ Vu(= 4868.913 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 222.769 x 1000000 / [33356.400 x (1801.025 - 478.306/3)]
= 4.068 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1801.0/(7x33356.400)]
= 478.306 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 4.07) - 2.5 x 84.00 = 19147.10 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 4.07) = 15485.68 mm
Sa는 작은 값인 15485.68 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 15485.68 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침3) : UL0-01(절점 13)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2522.1	2372.1	100.0	8082.5	12377.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2422.13 - 253.323) / 253.323 = 0.02568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 10161.886 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 3.283]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00521

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2372.13 - a/2) = 25681.774 kN.m

≥ Mu (= 8082.499 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.177]

* 전단에 대한 검토 (d = 2372.13 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2372.13 = 4437.349 kN

< Vu (= 12377.747 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (12377.747-4437.349) x 125.00 / (400x2372.13xΦ) x 1000 = 1307.564 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2372.13 / 125.00 x 1000 = 17630.458 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2372.13 x 1000 = 22186.745 kN ≥ 17630.458 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5546.686 + 17630.458) = 18541.716 kN ≥12377.747 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6617.063 x 1000000 / [33356.400 x (2372.134 - 559.865/3)]

= 90.768 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2372.1/(7x33356.400)]

= 559.865 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.77) - 2.5 x 84.00 = 657.60 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.77) = 694.08 mm

Sa는 작은 값인 657.60 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 657.60 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침12) : ULO-01(절점 14)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2522.1	2372.1	100.0	6225.2	10076.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2422.13 - 253.323) / 253.323 = 0.02568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 7801.408 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜) , [사용률 = 4.276]
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00521
ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 ㎜
ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2372.13 - a/2) = 25681.774 kN.m
≥ Mu (= 6225.245 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.125]

* 전단에 대한 검토 (d = 2372.13 ㎜)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2372.13 = 4437.349 kN
< Vu (= 10076.851 kN) , 전단보강 필요.
Av_req = (10076.851-4437.349) x 125.00 / (400x2372.13xΦ) x 1000 = 928.670 ㎟
Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 ㎟
Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 ㎟
Av_min = 295.313 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)
Av_use = 2322.600 ㎟ (H22-6.0 EA, C.T.C 125 ㎜) → 최소 전단철근 만족
Vs = 2322.600 x 400.0 x 2372.13 / 125.00 x 1000 = 17630.458 kN
Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2372.13 x 1000 = 22186.745 kN ≥ 17630.458 kN ∴ O.K
s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K
ΦVn = 0.80 x (5546.686 + 17630.458) = 18541.716 kN ≥10076.851 kN ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5337.660 x 1000000 / [33356.400 x (2372.134 - 559.865/3)]
= 73.218 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2372.1/(7x33356.400)]
= 559.865 ㎜
사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 73.22) - 2.5 x 84.00 = 865.55 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 73.22) = 860.44 ㎜
Sa는 작은 값인 860.44 ㎜ 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 860.44 ㎜) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침4) : ULO-01(절점 16)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2458.3	2308.3	100.0	14017.2	7194.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2358.30 - 253.323) / 253.323 = 0.02493

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 18330.198 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.820]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00535

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2308.30 - a/2) = 24957.810 kN.m

≥ Mu (= 14017.216 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.781]

* 전단에 대한 검토 (d = 2308.30 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2308.30 = 4317.938 kN

< Vu (= 7194.737 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (7194.737-4317.938) x 125.00 / (400x2308.30xΦ) x 1000 = 486.830 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2308.30 / 125.00 x 1000 = 17156.016 kN

Vs_Max = $2\sqrt{27.0}$ / 3 x 2700.00 x 2308.30 x 1000 = 21589.692 kN ≥ 17156.016 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5397.423 + 17156.016) = 18042.751 kN ≥ 7194.737 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8471.219 x 1000000 / [33356.400 x (2308.299 - 551.267/3)]

= 119.537 MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x $\sqrt{[(1 + 2x2700.0x2308.3/(7x33356.400)]}$

= 551.267 mm

사용철근량 = 33356.4 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm^2)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 119.54) - 2.5 x 84.00 = 448.79 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 119.54) = 527.03 mm

Sa는 작은 값인 448.79 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 448.79 mm) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침13) : UL0-01(절점 17)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2458.3	2308.3	100.0	15068.8	4899.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2358.30 - 253.323) / 253.323 = 0.02493

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 19745.449 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.689]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00535

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2308.30 - a/2) = 24957.810 kN.m

≥ Mu (= 15068.801 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.656]

* 전단에 대한 검토 (d = 2308.30 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2308.30 = 4317.938 kN

< Vu (= 4899.622 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (4899.622-4317.938) x 125.00 / (400x2308.30xΦ) x 1000 = 98.436 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2308.30 / 125.00 x 1000 = 17156.016 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2308.30 x 1000 = 21589.692 kN ≥ 17156.016 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5397.423 + 17156.016) = 18042.751 kN ≥ 4899.622 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9200.215 x 1000000 / [33356.400 x (2308.299 - 551.267/3)]

= 129.823 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2308.3/(7x33356.400)]

= 551.267 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.82) - 2.5 x 84.00 = 396.59 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 129.82) = 485.27 mm

Sa는 작은 값인 396.59 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 396.59 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침5) : ULO-01(절점 19)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2433.1	2283.1	100.0	21473.5	2073.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2333.06 - 253.323) / 253.323 = 0.02463

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 28839.241 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.157]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2283.06 - a/2) = 24671.560 kN.m

≥ Mu (= 21473.470 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.149]

* 전단에 대한 검토 (d = 2283.06 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2283.06 = 4270.724 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 2073.500 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13542.809 x 1000000 / [33356.400 x (2283.059 - 547.835/3)]

= 193.294 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2283.1/(7x33356.400)]

= 547.835 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 193.29) - 2.5 x 84.00 = 197.41 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 193.29) = 325.93 mm

Sa는 작은 값인 197.41 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 197.41 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침14) : ULO-01(절점 20)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2433.1	2283.1	100.0	21601.4	2418.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2333.06 - 253.323) / 253.323 = 0.02463

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 29018.718 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.149]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00541

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2283.06 - a/2) = 24671.560 kN.m

≥ Mu (= 21601.392 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.142]

* 전단에 대한 검토 (d = 2283.06 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2283.06 = 4270.724 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2418.248 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_req = 590.625 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15818.297 x 1000000 / [33356.400 x (2283.059 - 547.835/3)]

= 225.771 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2283.1/(7x33356.400)]

= 547.835 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 225.77) - 2.5 x 84.00 = 138.80 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 225.77) = 279.04 mm

Sa는 작은 값인 138.80 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 138.80 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침6) : UL0-01(절점 22)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2383.7	2233.7	100.0	14650.8	5205.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2283.66 - 253.323) / 253.323 = 0.02404

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 19861.514 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.679]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00553

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2233.66 - a/2) = 24111.270 kN.m

≥ Mu (= 14650.788 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.646]

* 전단에 대한 검토 (d = 2233.66 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2233.66 = 4178.310 kN

< Vu (= 5205.673 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (5205.673-4178.310) x 250.00 / (400x2233.66xΦ) x 1000 = 359.334 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_min = 590.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2233.66 / 250.00 x 1000 = 8300.623 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2233.66 x 1000 = 20891.549 kN ≥ 8300.623 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5222.887 + 8300.623) = 10818.808 kN ≥ 5205.673 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10753.764 x 1000000 / [33356.400 x (2233.656 - 541.063/3)]

= 157.010 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2233.7/(7x33356.400)]

= 541.063 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.01) - 2.5 x 84.00 = 291.56 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.01) = 401.25 mm

Sa는 작은 값인 291.56 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 291.56 mm) ∴ O.K

10) 받침위치10(교량받침15) : ULO-01(절점 23)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2383.7	2233.7	100.0	13724.7	7475.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2283.66 - 253.323) / 253.323 = 0.02404

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 18570.387 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.796]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00553

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2233.66 - a/2) = 24111.270 kN.m

≥ Mu (= 13724.704 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.757]

* 전단에 대한 검토 (d = 2233.66 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2233.66 = 4178.310 kN

< Vu (= 7475.340 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (7475.340-4178.310) x 125.00 / (400x2233.66xΦ) x 1000 = 576.589 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2233.66 / 125.00 x 1000 = 16601.245 kN

Vs_Max = $2\sqrt{27.0}$ / 3 x 2700.00 x 2233.66 x 1000 = 20891.549 kN ≥ 16601.245 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5222.887 + 16601.245) = 17459.306 kN ≥ 7475.340 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10146.101 x 1000000 / [33356.400 x (2233.656 - 541.063/3)]

= 148.138 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b$\sqrt{}$[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x $\sqrt{}$[(1 + 2x2700.0x2233.7/(7x33356.400)]

= 541.063 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 148.14) - 2.5 x 84.00 = 321.60 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 148.14) = 425.28 mm

Sa는 작은 값인 321.60 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 321.60 mm) ∴ O.K

11) 받침위치11(교량받침7) : ULO-01(절점 25)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2321.8	2171.8	100.0	6584.9	10261.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2221.77 - 253.323) / 253.323 = 0.02331

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9039.200 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜) , [사용률 = 3.690]
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00569
ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 ㎜
ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2171.77 - a/2) = 23409.416 kN.m
≥ Mu (= 6584.898 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.555]

* 전단에 대한 검토 (d = 2171.77 ㎜)
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2171.77 = 4062.546 kN
< Vu (= 10261.664 kN) , 전단보강 필요.
Av_req = (10261.664-4062.546) x 125.00 / (400x2171.77xΦ) x 1000 = 1115.003 ㎟
Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 ㎟
Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 ㎟
Av_min = 295.313 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)
Av_use = 2322.600 ㎟ (H22-6.0 EA, C.T.C 125 ㎜) → 최소 전단철근 만족
Vs = 2322.600 x 400.0 x 2171.77 / 125.00 x 1000 = 16141.293 kN
Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2171.77 x 1000 = 20312.731 kN ≥ 16141.293 kN ∴ O.K
s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K
ΦVn = 0.80 x (5078.183 + 16141.293) = 16975.580 kN ≥10261.664 kN ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4080.392 x 1000000 / [33356.400 x (2171.770 - 532.476/3)]
= 61.339 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2171.8/(7x33356.400)]
= 532.476 ㎜
사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.34) - 2.5 x 84.00 = 1073.85 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 61.34) = 1027.08 ㎜
Sa는 작은 값인 1027.08 ㎜ 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 1027.08 ㎜) ∴ O.K

12. 받침위치12(교량받침16) : UL0-01(절점 26)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2321.8	2171.8	100.0	8696.5	12520.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2221.77 - 253.323) / 253.323 = 0.02331

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11991.126 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.782]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00569

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2171.77 - a/2) = 23409.416 kN.m

≥ Mu (= 8696.480 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.692]

* 전단에 대한 검토 (d = 2171.77 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2171.77 = 4062.546 kN

< Vu (= 12520.090 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (12520.090-4062.546) x 125.00 / (400x2171.77xΦ) x 1000 = 1521.214 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0-EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2171.77 / 125.00 x 1000 = 16141.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2171.77 x 1000 = 20312.731 kN ≥ 16141.293 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5078.183 + 16141.293) = 16975.580 kN ≥12520.090 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5497.425 x 1000000 / [33356.400 x (2171.770 - 532.476/3)]

= 82.641 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2171.8/(7x33356.400)]

= 532.476 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 82.64) - 2.5 x 84.00 = 742.92 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.64) = 762.34 mm

Sa는 작은 값인 742.92 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 742.92 mm) ∴ O.K

13) 받침위치13(교량받침9) : ULO-03(절점 36)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.222 (987.14/4450.05) < 2d(=2.857) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	5306.0	1378.7	4450.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 1378.68

= 12894.876 kN ≥ Vu(= 4450.046 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1378.68 = 2578.975 kN

< Vu (= 4450.046 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5123.387 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (5123.387 + 3223.719)

= 6677.685 kN ≥ Vu(= 4450.046 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 791.644 x 1000000 / [33356.400 x (1378.678 - 409.437/3)]

= 19.106 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1378.7/(7x33356.400)]

= 409.437 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 19.11) - 2.5 x 84.00 = 3911.84 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 19.11) = 3297.47 mm
Sa는 작은 값인 3297.47 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 3297.47 mm) ∴ O.K

14, 받침위치14(교량받침18) : ULO-03(절점 37)
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 0.110 (253.08/2293.70) < 2d(=2.721) ∴ 깊은 보로 전단설계

- 사용성 검토
① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 234.373 x 1000000 / [33356.400 x (1310.478 - 397.398/3)]
= 5.965 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1310.5/(7x33356.400)]
= 397.398 mm
사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)
2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 5.96) - 2.5 x 84.00 = 12992.96 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 5.96) = 10562.37 mm
Sa는 작은 값인 10562.37 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 10562.37 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계(기둥1)

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-18268.834	-23847.030	2103.716	5795.192	1093.623	0.00071	축력최대
UL001	-18268.834	-23847.030	2103.716	5795.192	1093.623	0.00071	모멘트최대
UL022	-14052.949	-13834.303	7041.424	9116.265	3042.518	0.00366	탄성설계
UL022	-14052.949	-13834.303	4508.619	1885.898	3042.518	0.00366	소성설계
UE012	-14052.949	-14332.576	2707.166	4575.552	1006.835	-0.00009	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	56131.690	23847.030	5795.190	2.354	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	56131.690	23847.030	5795.190	2.354	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	44239.648	13834.303	9116.270	3.198	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	50750.693	14332.576	4575.550	3.541	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23847.030	5795.190	243.015

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu*\Delta / (Vu*Lc)$

$= 23847.030 \times 0.00071 / (1093.623 \times 8.750)$

$= 0.002$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \le 34 - 12\ (M1/M2)$

$= 1.200 \times 7.100 / 0.575$

$= 14.817 \le 29.644$ ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=2103.716 , M2=5795.192)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.363) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 26855.10 ㎟ , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 ㎟), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1580110.655 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 243.015 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1982.479 mm, a = k1 x c = 1685.107 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3262290.988 = 74869.578 kN

∑Csi = 5562.862 kN, ∑Tsi = 244.312 kN

Pn = 74869.578 + 5562.862 - 244.312 = 80188.129 kN

Mn = Cc x 1058.144 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19486.297 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=243.007) | = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1982.479 mm, a = k1 x c = 1685.107 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1982.48) / 1982.48 = 0.00033

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 80188.129 kN

ΦPn = 0.70 x 80188.129 = 56131.690 kN ≥ Pu = 23847.030 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.243 = 13640.852 kN.m ≥ Mu = 5795.190 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23847.030	5795.190	243.015

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23847.030 x 0.00071 / (1093.623 x 8.750)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 29.644 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=2103.716 , M2=5795.192)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.363) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1580110.655 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 243.015 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1982.479 mm, a = k1 x c = 1685.107 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3262290.988 = 74869.578 kN

∑Csi = 5562.862 kN, ∑Tsi = 244.312 kN

Pn = 74869.578 + 5562.862 - 244.312 = 80188.129 kN

Mn = Cc x 1058.144 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19486.297 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=243.007) | = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉥ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1982.479 mm, a = k1 x c = 1685.107 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1982.48) / 1982.48 = 0.00033

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 80188.129 kN

ΦPn = 0.70 x 80188.129 = 56131.690 kN ≥ Pu = 23847.030 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.243 = 13640.852 kN.m ≥ Mu = 5795.190 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13834.303	9116.270	658.961

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13834.303 x 0.00366 / (3042.518 x 8.750)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 24.731 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=7041.424 , M2=9116.265)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.772) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 916664.657 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 658.961 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1263.445 mm, a = k1 x c = 1073.928 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1902613.093 = 43664.970 kN

∑Csi = 4029.774 kN, ∑Tsi = 3455.096 kN

Pn = 43664.970 + 4029.774 - 3455.096 = 44239.648 kN

Mn = Cc x 1066.423 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29152.153 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=658.960) | = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉥ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 44239.648 kN

ΦPn = 1.00 x 44239.648 = 44239.648 kN ≥ Pu = 13834.303 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.659 = 29152.215 kN.m ≥ Mu = 9116.270 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UE012)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	14332.576	4575.550	319.241

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14332.576 x -0.00009 / (1006.835 x 8.750)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 26.900 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=2707.166 , M2=4575.552)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.592) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 949680.360 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 319.241 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1813.709 mm, a = k1 x c = 1541.653 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2960576.750 = 67945.236 kN

∑Csi = 5193.003 kN, ∑Tsi = 637.250 kN

Pn = 67945.236 + 5193.003 - 637.250 = 72500.990 kN

Mn = Cc x 1055.529 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23145.304 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=319.241) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1813.709 mm, a = k1 x c = 1541.653 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1813.71) / 1813.71 = 0.00064

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

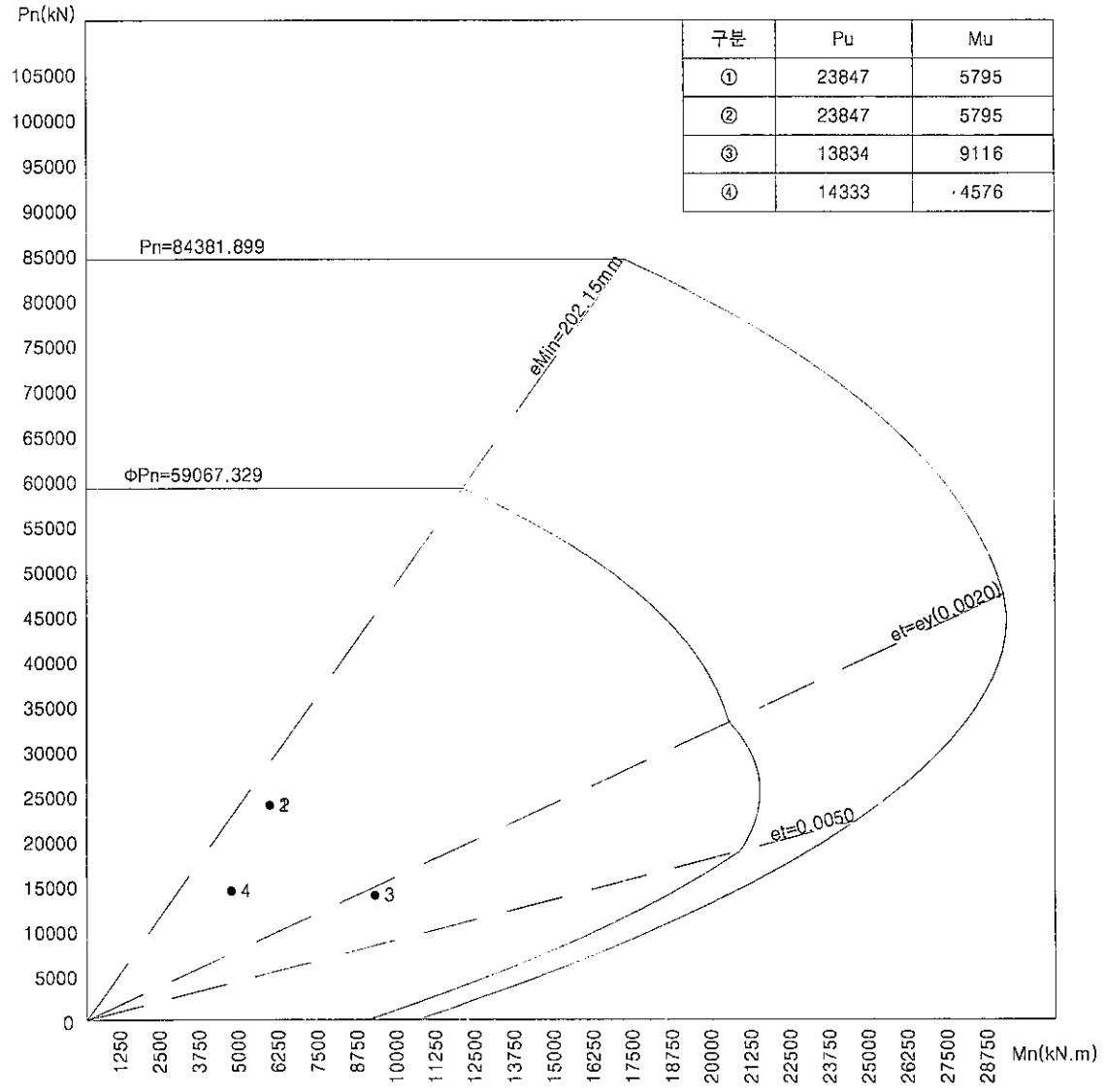
㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 72500.990 kN

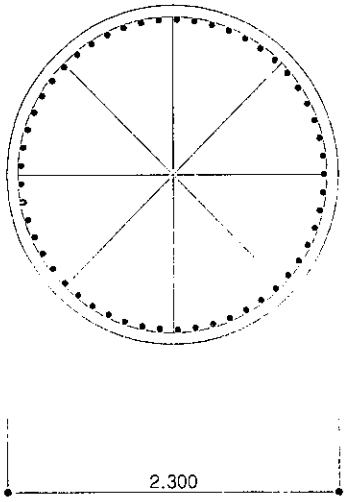
ΦPn = 0.70 x 72500.990 = 50750.693 kN ≥ Pu = 14332.576 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.319 = 16201.717 kN.m ≥ Mu = 4575.550 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23847	5795
②	23847	5795
③	13834	9116
④	14333	4576



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-18268.834	-23850.913	59.175	64.251	-0.715	-0.00006	축력최대
ULB04	-18268.834	-17988.476	97.128	993.347	127.380	0.00064	모멘트최대
ULB22	-14052.949	-13837.289	2692.397	16328.450	2477.013	0.00720	탄성설계
ULB22	-14052.949	-13837.289	937.907	5478.756	2477.013	0.00720	소성설계
UEB26	-12647.654	-12388.862	107.855	933.109	117.296	0.00061	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	23850.913	83.442	2.477	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	17988.476	1003.381	3.284	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	19663.411	13837.289	16410.502	1.421	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	12388.862	939.687	4.768	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23850.913	83.442	3.498

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 23850.913 \times -0.00006 / (0.715 \times 8.750)$

$= 0.230$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 9.752 / 0.575$

$= 35.616 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.752 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.230)$

$= 1.299$

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.299 x 59.175
= 76.850 kN.m
M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.299 x 64.251
= 83.442 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646
- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1580367.943 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN
Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN
Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 3.498 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4968.262 mm, a = k1 x c = 4223.022 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN
∑Csi = 9733.752 kN, ∑Tsi = 0.000 kN
Pn = 95362.104 + 9733.752 - 0.000 = 105095.856 kN
Mn = Cc x 2111.511 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 367.449 kN.m
- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3.496) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm
c = 4968.262 mm, a = k1 x c = 4223.022 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-4968.26) / 4968.26 = -0.00167
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 105095.856 kN
ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 23850.913 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.003 = 206.647 kN.m ≥ Mu = 83.442 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	17988.476	1003.381	55.779

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17988.476 x 0.00064 / (127.380 x 8.750)

= 0.010

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.752 / 0.575

= 35.616 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.752 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.010)

= 1.010

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.010 x 97.128

= 98.109 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.010 x 993.347

= 1003.381 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1191921.283 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 55.779 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2512.665 mm, a = k1 x c = 2135.765 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4023310.378 = 92334.973 kN

∑Csi = 6955.049 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 92334.973 + 6955.049 - 0.000 = 99290.022 kN

Mn = Cc x 1102.362 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5539.119 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=55.787) | = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2512.665 mm, a = k1 x c = 2135.765 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2512.66) / 2512.66 = -0.00037

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 99290.022 kN

ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 17988.476 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.056 = 3294.723 kN.m ≥ Mu = 1003.381 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13837.289	16410.502	1185.962

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13837.289 x 0.00720 / (2477.013 x 8.750)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.752 / 0.575

= 35.616 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.752 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.005)

= 1.005

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.005 x 2692.397
= 2705.927 kN.m
M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.005 x 16328.450
= 16410.502 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646
- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 916862.510 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN
Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN
Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1185.962 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 774.119 mm, a = k1 x c = 658.001 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 981351.939 = 22522.027 kN
∑Csi = 2900.457 kN, ∑Tsi = 5759.073 kN
Pn = 22522.027 + 2900.457 - 5759.073 = 19663.411 kN
Mn = Cc x 1091.970 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23320.002 kN.m
- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1185.959) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 19663.411 kN
ΦPn = 1.00 x 19663.411 = 19663.411 kN ≥ Pu = 13837.289 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.186 = 23320.063 kN.m ≥ Mu = 16410.502 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12388.862	939.687	75.849

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12388.862 x 0.00061 / (117.296 x 8.750)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.752 / 0.575

= 35.616 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.752 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.007)

= 1.007

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.007 x 107.855

= 108.615 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.007 x 933.109

= 939.687 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 820889.345 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 75.849 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2439.651 mm, a = k1 x c = 2073.704 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3943825.853 = 90510.803 kN

∑Csi = 6784.275 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 90510.803 + 6784.275 - 0.000 = 97295.078 kN

Mn = Cc x 1091.248 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7380.165 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=75.853) | = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2439.651 mm, a = k1 x c = 2073.704 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2439.65) / 2439.65 = -0.00029

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

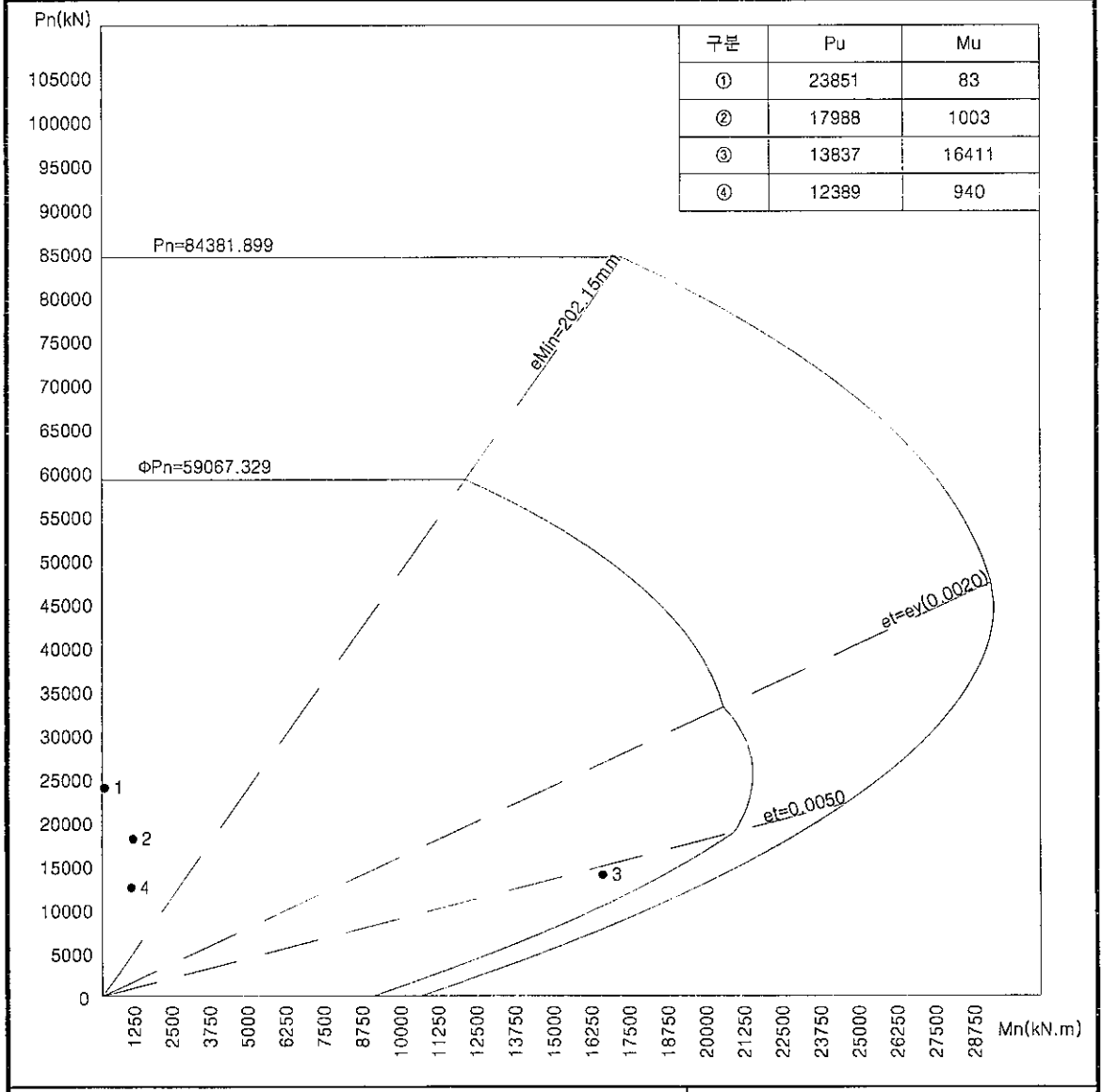
㈓ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 97295.078 kN

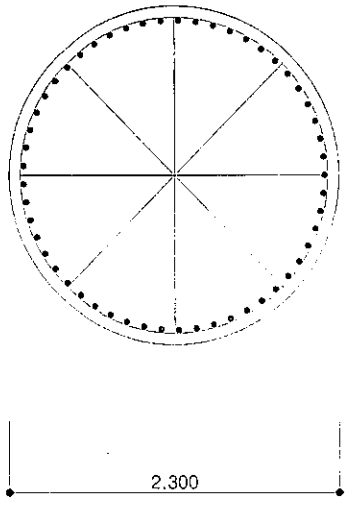
ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 12388.862 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.076 = 4480.216 kN.m ≥ Mu = 939.687 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23851	83
②	17988	1003
③	13837	16411
④	12389	940



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-23847.030	76.850	5795.190	5795.700	축력최대
UL04	-17690.100	98.109	3361.990	3363.421	모멘트최대
UL22	-13834.303	16410.502	3296.289	16738.283	탄성설계
UL22	-13834.303	16410.502	3296.289	16738.283	소성설계
UE26	-12112.716	108.615	2118.080	2120.863	편심최대
UE12	-14332.576	79.324	4575.550	4576.238	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 3279.808 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 3279.808 x 1.005 = 3296.289 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=3279.808) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	56129.104	23847.030	5795.700	2.354	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	17690.100	3363.421	3.339	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	19028.836	13834.303	16738.283	1.375	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	12112.716	2120.863	4.876	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	50747.908	14332.576	4576.238	3.541	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.240도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23847.030	5795.700	243.037

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1580110.655 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 243.037 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1982.395 mm, a = k1 x c = 1685.036 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3262145.749 = 74866.245 kN

∑Csi = 5562.652 kN, ∑Tsi = 244.464 kN

Pn = 74866.245 + 5562.652 - 244.464 = 80184.434 kN

Mn = Cc x 1058.142 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19488.296 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=243.043) | = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1982.395 mm, a = k1 x c = 1685.036 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1982.40) / 1982.40 = 0.00033

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 80184.434 kN

ΦPn = 0.70 x 80184.434 = 56129.104 kN ≥ Pu = 23847.030 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.243 = 13641.423 kN.m ≥ Mu = 5795.700 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=88.328도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	17690.100	3363.421	190.130

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1172150.808 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 190.130 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2110.840 mm, a = k1 x c = 1794.214 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3477603.866 = 79811.009 kN

∑Csi = 5870.490 kN, ∑Tsi = 59.926 kN

Pn = 79811.009 + 5870.490 - 59.926 = 85621.573 kN

Mn = Cc x 1062.886 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16278.386 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=190.120) | = 0.0100 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2110.840 mm, a = k1 x c = 1794.214 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2110.84) / 2110.84 = 0.00013

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 85621.573 kN

ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 17690.100 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.190 = 11230.479 kN.m ≥ Mu = 3363.421 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=11.358도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13834.303	16738.283	1209.912

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 916664.657 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1209.912 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 760.828 mm, a = k1 x c = 646.704 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 957925.541 = 21984.391 kN

∑Csi = 2864.495 kN, ∑Tsi = 5820.050 kN

Pn = 21984.391 + 2864.495 - 5820.050 = 19028.836 kN

Mn = Cc x 1092.809 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23023.329 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1209.918)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 19028.836 kN

ΦPn = 1.00 x 19028.836 = 19028.836 kN ≥ Pu = 13834.303 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.210 = 23023.208 kN.m ≥ Mu = 16738.283 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=87.064도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12112.716	2120.863	175.094

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 802591.837 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴. (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 175.094 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2149.151 mm, a = k1 x c = 1826.778 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3538916.664 = 81218.137 kN

∑Csi = 5977.265 kN, ∑Tsi = 25.248 kN

Pn = 81218.137 + 5977.265 - 25.248 = 87170.154 kN

Mn = Cc x 1064.856 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15263.182 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=175.096) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2149.151 mm, a = k1 x c = 1826.778 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2149.15) / 2149.15 = 0.00007

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 87170.154 kN

ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 12112.716 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.175 = 10342.331 kN.m ≥ Mu = 2120.863 kN.m ∴ O.K

⑤ 편심최대 : (부재 38, UE012)

【 기둥 : 하부 , 6/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.007도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	14332.576	4576.238	319.289

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 949680.360 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 319.289 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1813.625 mm, a = k1 x c = 1541.582 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2960422.477 = 67941.696 kN

∑Csi = 5192.806 kN, ∑Tsi = 637.490 kN

Pn = 67941.696 + 5192.806 - 637.490 = 72497.012 kN

Mn = Cc x 1055.528 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23146.946 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=319.281) | = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1813.625 mm, a = k1 x c = 1541.582 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1813.63) / 1813.63 = 0.00064

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

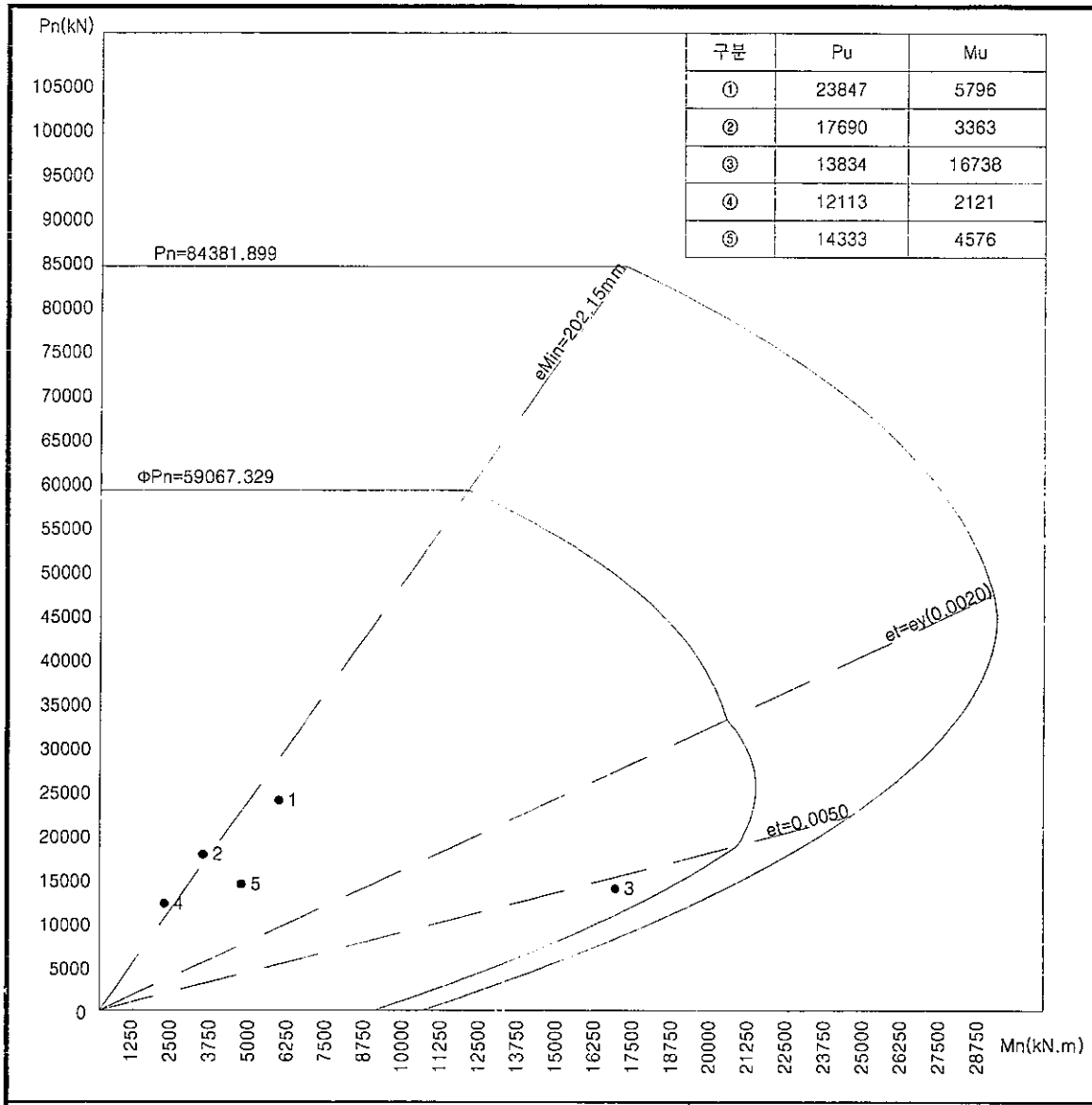
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 72497.012 kN

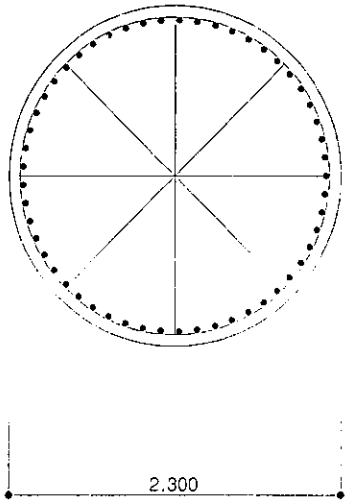
ΦPn = 0.70 x 72497.012 = 50747.908 kN ≥ Pu = 14332.576 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.319 = 16203.262 kN.m ≥ Mu = 4576.238 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23847	5796
②	17690	3363
③	13834	16738
④	12113	2121
⑤	14333	4576



▣ 단면제원

R = 1150.000 ㎜
D = 2200.000 ㎜
Ag = 4154756.284 ㎟
Aeff = 2077378.142 ㎟

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 ㎟
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

10. 기둥 설계(기둥2)

10.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-17043.257	-23281.753	5066.038	7104.491	-1733.063	0.00059	축력최대
UL001	-17043.257	-23281.753	5066.038	7104.491	-1733.063	0.00059	모멘트최대
UL022	-13110.198	-12897.524	144.062	12474.439	1503.801	0.00359	탄성설계
UL022	-13110.198	-12897.524	-2141.223	5423.612	1503.801	0.00359	소성설계
UE018	-12454.688	-13515.376	6044.139	6094.872	-1728.450	0.00160	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	51732.227	23281.753	7104.490	2.222	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	51732.227	23281.753	7104.490	2.222	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	27157.687	12897.524	12474.440	2.106	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	42080.787	13515.376	6094.870	3.114	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23281.753	7104.490	305.153

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 23281.753 \times 0.00059 / (-1733.063 \times 8.750)$

$= 0.001$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 34 - 12\ (M1/M2)$

$= 1.200 \times 7.100 / 0.575$

$= 14.817 \leq 25.443$ ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=5066.038 , M2=7104.491)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.713) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 26855.10 ㎟ , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 ㎟), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1542655.248 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 305.153 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1843.460 mm, a = k1 x c = 1566.941 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3015028.602 = 69194.906 kN

∑Csi = 5262.963 kN, ∑Tsi = 554.687 kN

Pn = 69194.906 + 5262.963 - 554.687 = 73903.182 kN

Mn = Cc x 1055.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22551.274 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=305.146) | = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1843.460 mm, a = k1 x c = 1566.941 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1843.46) / 1843.46 = 0.00058

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 73903.182 kN

ΦPn = 0.70 x 73903.182 = 51732.227 kN ≥ Pu = 23281.753 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.305 = 15786.229 kN.m ≥ Mu = 7104.490 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 39, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23281.753	7104.490	305.153

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23281.753 x 0.00059 / (-1733.063 x 8.750)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중
Δ : 층상단의 상대변위
Vu : 층전단력
Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 25.443 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=5066.038 , M2=7104.491)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.713) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1542655.248 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 305.153 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1843.460 mm, a = k1 x c = 1566.941 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3015028.602 = 69194.906 kN

∑Csi = 5262.963 kN, ∑Tsi = 554.687 kN

Pn = 69194.906 + 5262.963 - 554.687 = 73903.182 kN

Mn = Cc x 1055.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22551.274 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=305.146) | = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉥ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1843.460 mm, a = k1 x c = 1566.941 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1843.46) / 1843.46 = 0.00058

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 73903.182 kN

ΦPn = 0.70 x 73903.182 = 51732.227 kN ≥ Pu = 23281.753 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.305 = 15786.229 kN.m ≥ Mu = 7104.490 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 39, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12897.524	12474.440	967.196

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12897.524 x 0.00359 / (1503.801 x 8.750)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 33.861 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=144.062 , M2=12474.439)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.012) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 854593.427 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 967.196 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 928.811 mm, a = k1 x c = 789.489 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1262037.840 = 28963.768 kN

∑Csi = 3272.294 kN, ∑Tsi = 5078.376 kN

Pn = 28963.768 + 3272.294 - 5078.376 = 27157.687 kN

Mn = Cc x 1082.713 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 26266.867 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=967.198) | = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉮ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 27157.687 kN

ΦPn = 1.00 x 27157.687 = 27157.687 kN ≥ Pu = 12897.524 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.967 = 26266.820 kN.m ≥ Mu = 12474.440 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 39, UE018)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13515.376	6094.870	450.958

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13515.376 x 0.00160 / (-1728.450 x 8.750)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 22.100 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=6044.139 , M2=6094.872)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.992) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 895532.468 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 450.958 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1562.464 mm, a = k1 x c = 1328.094 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2485452.019 = 57041.124 kN

∑Csi = 4663.683 kN, ∑Tsi = 1589.396 kN

Pn = 57041.124 + 4663.683 - 1589.396 = 60115.411 kN

Mn = Cc x 1057.448 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27109.545 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=450.958) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 ~ 100.00 = 2200.000 mm

c = 1562.464 mm, a = k1 x c = 1328.094 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1562.46) / 1562.46 = 0.00122

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

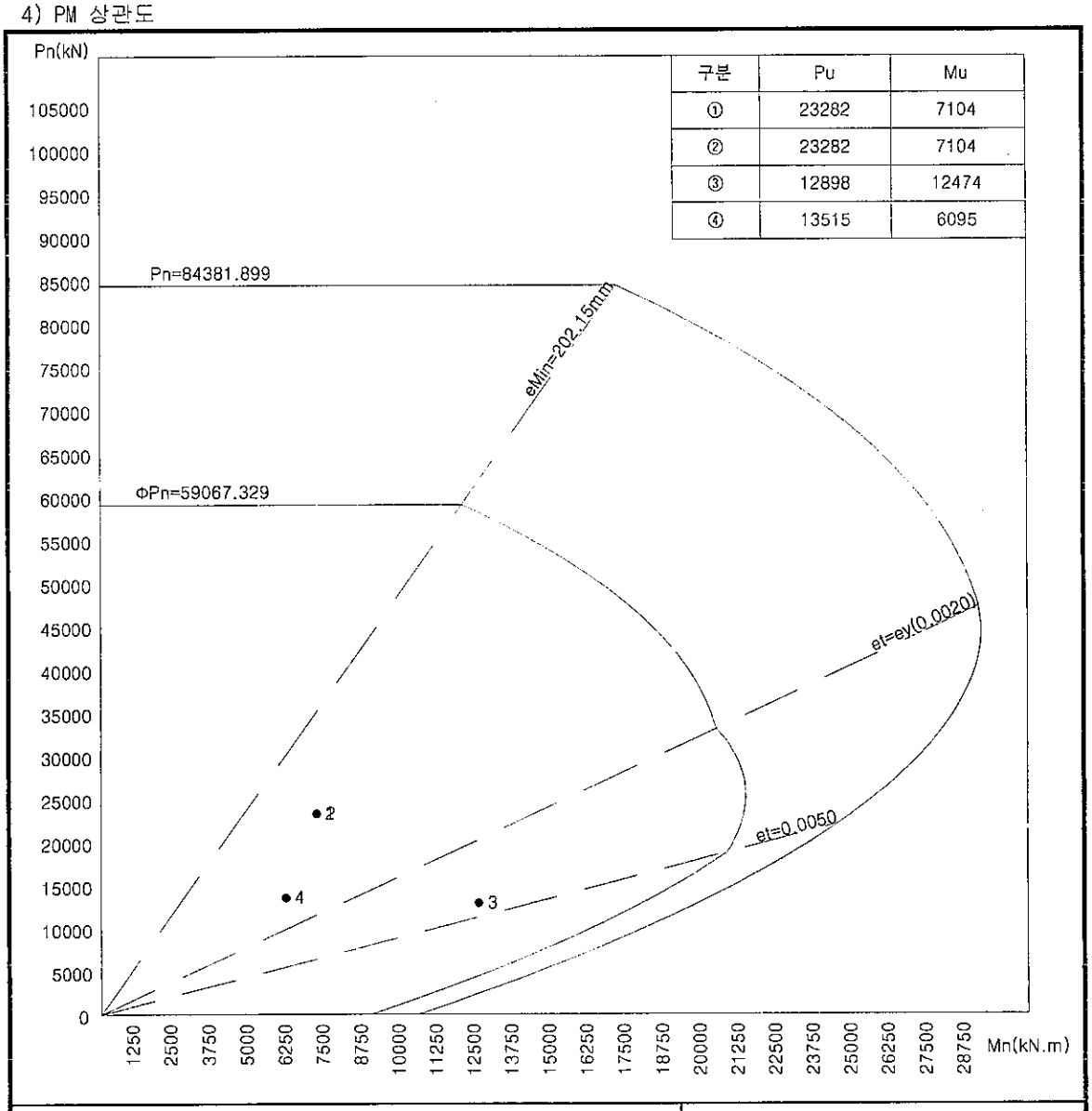
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 60115.411 kN

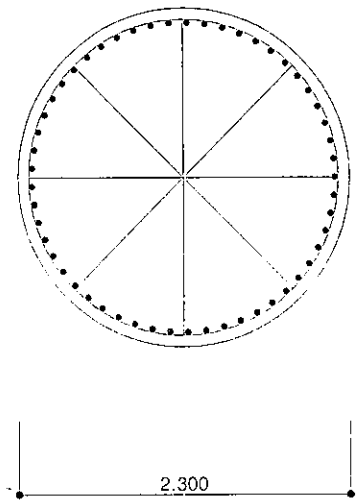
ΦPn = 0.70 x 60115.411 = 42080.787 kN ≥ Pu = 13515.376 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.451 = 18976.677 kN.m ≥ Mu = 6094.870 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23282	7104
②	23282	7104
③	12898	12474
④	13515	6095



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

10.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-17043.257	-23277.870	85.200	90.275	0.715	-0.00008	축력최대
ULB04	-17043.257	-16762.899	169.056	970.622	114.048	0.00065	모멘트최대
ULB22	-13110.198	-12894.538	2717.808	16046.923	2409.625	0.00716	탄성설계
ULB22	-13110.198	-12894.538	918.797	5366.337	2409.625	0.00716	소성설계
UEB26	-11799.178	-11540.386	161.839	903.772	105.561	0.00061	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	23277.870	131.405	2.537	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	16762.899	981.417	3.524	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	18044.713	12894.538	16111.369	1.399	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	11540.386	911.060	5.118	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23277.870	131.405	5.645

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23277.870 x -0.00008 / (0.715 x 8.750)

= 0.313

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.752 / 0.575

= 35.616 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.752 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.313)

= 1.456

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.456 x 85.200
= 124.017 kN.m
M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.456 x 90.275
= 131.405 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646
- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1542397.959 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN
Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN
Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 5.645 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 4468.750 mm, a = k1 x c = 3798.438 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN
∑Csi = 9469.060 kN, ∑Tsi = 0.000 kN
Pn = 95362.104 + 9469.060 - 0.000 = 104831.164 kN
Mn = Cc x 1899.219 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 591.891 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=5.646)| = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm
c = 4468.750 mm, a = k1 x c = 3798.438 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-4468.75) / 4468.75 = -0.00152
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 104831.164 kN
ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 23277.870 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.006 = 333.439 kN.m ≥ Mu = 131.405 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 39, ULB04)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN·m)	e(mm)
100.000	2200.000	16762.899	981.417	58.547

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu*\Delta / (Vu*Lc)$

$= 16762.899 \times 0.00065 / (114.048 \times 8.750)$

$= 0.011$

여기서, $\sum Pu$: 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 9.752 / 0.575$

$= 35.616 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.752 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.011)$

$= 1.011$

㉣ 확대 모멘트 산정

$M1 = M1ns + \delta s \times M1s$

$= 0.000 + 1.011 \times 169.056$

$= 170.936$ kN.m

$M2 = M2ns + \delta s \times M2s$

$= 0.000 + 1.011 \times 970.622$

$= 981.417$ kN.m

㉰ 철근비 검토

$Ag = 4154756.28$ mm² , $Ast = 26855.10$ mm² , $Puse = 0.00646$

- 1단 : H25 - 53EA ($As=26855.100$ mm²), $d1 = 100.000$ mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

$\rho min = 0.010 \times Aeff / Ag$, $Aeff = Pu / \{\Psi 0.80(0.85*fck+0.01*fy)\} = 1110714.219$ mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

$cb = 600 / (600 + fy) \times d = 1320.000$ mm, $ab = k1 \times cb = 1122.000$ mm

$Cc = 0.85 \times 27.0 \times 2013062.018 = 46199.773$ kN, $\sum Csi = 4147.518$ kN, $\sum Tsi = 3096.022$ kN

$Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270$ kN

$Mb = Cc \times 1064.267 + \sum(Csi*di) + \sum(Tsi*di) = 29066.668$ kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 58.547 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2502.174 mm, a = k1 x c = 2126.848 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4012615.473 = 92089.525 kN

∑Csi = 6927.867 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 92089.525 + 6927.867 - 0.000 = 99017.392 kN

Mn = Cc x 1100.610 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5797.225 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=58.548)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2502.174 mm, a = k1 x c = 2126.848 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2502.17) / 2502.17 = -0.00036

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 99017.392 kN

ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 16762.899 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.059 = 3458.214 kN.m ≥ Mu = 981.417 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 39, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12894.538	16111.369	1249.472

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12894.538 x 0.00716 / (2409.625 x 8.750)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.752 / 0.575

= 35.616 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.752 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.004)

= 1.004

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.004 x 2717.808
= 2728.723 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.004 x 16046.923
= 16111.369 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 854395.574 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1249.472 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 740.026 mm, a = k1 x c = 629.022 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 921511.301 = 21148.684 kN

∑Csi = 2805.616 kN, ∑Tsi = 5909.588 kN

Pn = 21148.684 + 2805.616 - 5909.588 = 18044.713 kN

Mn = Cc x 1094.136 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22546.386 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1249.473) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 18044.713 kN

ΦPn = 1.00 x 18044.713 = 18044.713 kN ≥ Pu = 12894.538 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.249 = 22546.370 kN.m ≥ Mu = 16111.369 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 39, UEB26)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	11540.386	911.060	78.945

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 11540.386 x 0.00061 / (105.561 x 8.750)

= 0.008

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.752 / 0.575

= 35.616 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.752 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.008)

= 1.008

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.008 x 161.839

= 163.144 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.008 x 903.772

= 911.060 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 764669.096 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 78.945 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2428.825 mm, a = k1 x c = 2064.502 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3931103.365 = 90218.822 kN

∑Csi = 6766.141 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 90218.822 + 6766.141 - 0.000 = 96984.963 kN

Mn = Cc x 1089.797 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7656.722 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=78.948)| = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2428.825 mm, a = k1 x c = 2064.502 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2428.83) / 2428.83 = -0.00028

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

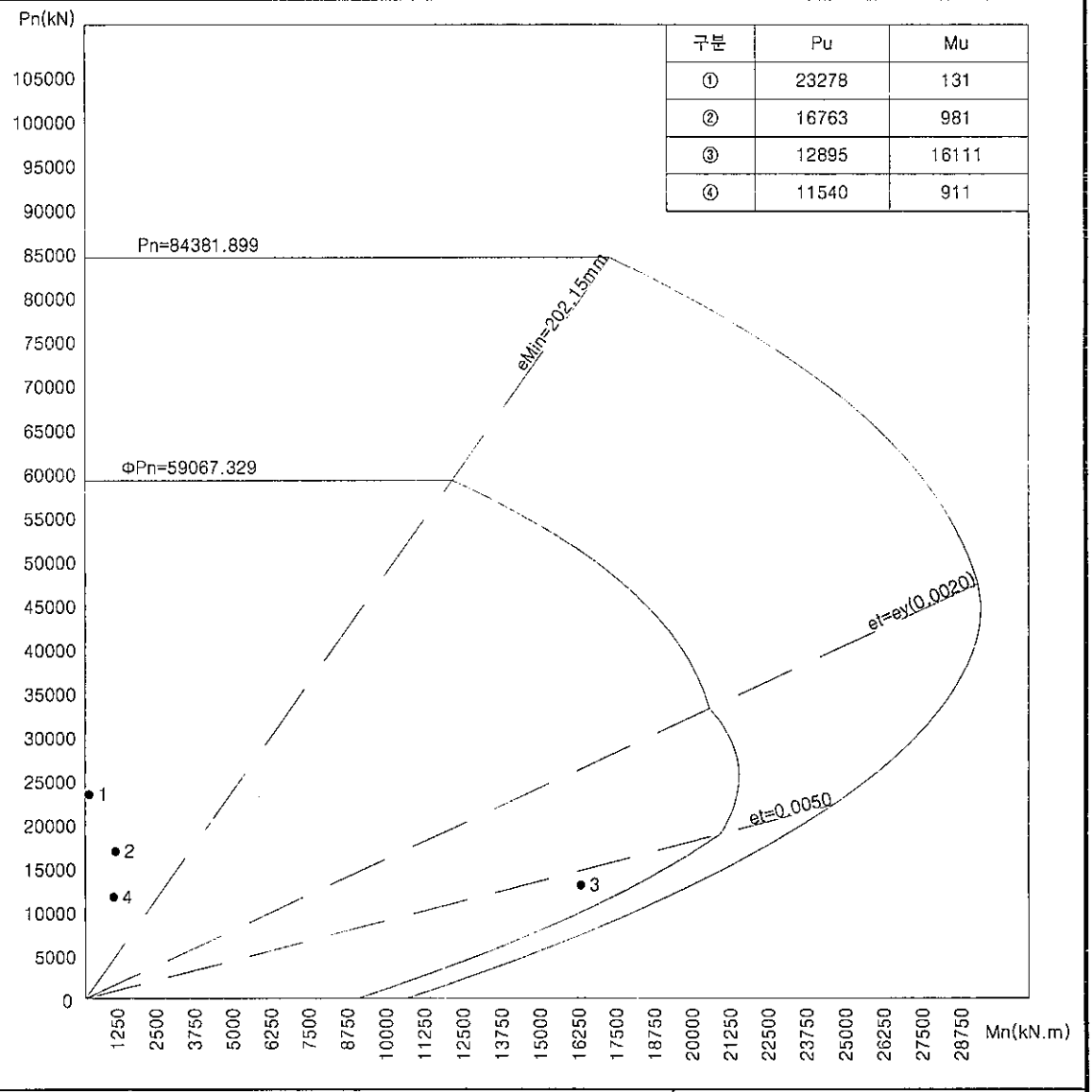
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 96984.963 kN

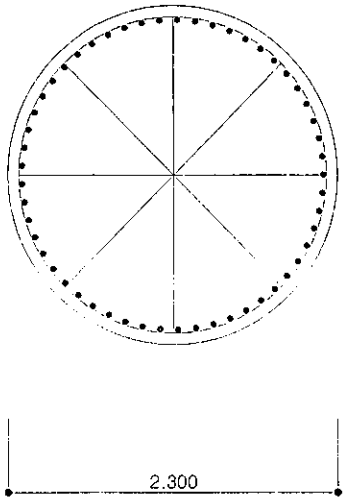
ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 11540.386 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.079 = 4663.092 kN.m ≥ Mu = 911.060 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23278	131
②	16763	981
③	12895	16111
④	11540	911



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

10.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-23281.753	131.405	7104.490	7105.705	축력최대
UL04	-17061.275	170.936	5029.680	5032.584	모멘트최대
UL22	-12897.524	16111.369	6789.479	17483.513	탄성설계
UL22	-12897.524	16111.369	6789.479	17483.513	소성설계
UE26	-11816.532	163.144	3669.580	3673.205	편심최대
UE18	-13515.376	457.290	6094.870	6112.001	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 6762.321 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 6762.321 x 1.004 = 6789.479 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=6762.321) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	51728.098	23281.753	7105.705	2.222	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	52444.282	17061.275	5032.584	3.074	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	15772.631	12897.524	17483.513	1.223	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	51333.490	11816.532	3673.205	4.344	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	42002.981	13515.376	6112.001	3.108	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=88.940도(증립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23281.753	7105.705	305.205

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1542655.248 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 305.205 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1843.334 mm, a = k1 x c = 1566.834 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3014799.223 = 69189.642 kN

∑Csi = 5262.657 kN, ∑Tsi = 555.016 kN

Pn = 69189.642 + 5262.657 - 555.016 = 73897.283 kN

Mn = Cc x 1055.730 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22553.838 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=305.205) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1843.334 mm, a = k1 x c = 1566.834 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1843.33) / 1843.33 = 0.00058

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 73897.283 kN

ΦPn = 0.70 x 73897.283 = 51728.098 kN ≥ Pu = 23281.753 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.305 = 15787.669 kN.m ≥ Mu = 7105.705 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 39, UL004)

【 기둥 : 하부 , 2/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=88.054도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	17061.275	5032.584	294.971

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1130484.694 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 294.971 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1865.532 mm, a = k1 x c = 1585.702 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3055106.306 = 70114.690 kN

∑Csi = 5303.480 kN, ∑Tsi = 497.767 kN

Pn = 70114.690 + 5303.480 - 497.767 = 74920.402 kN

Mn = Cc x 1055.949 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22099.521 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=294.973)| = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1865.532 mm, a = k1 x c = 1585.702 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1865.53) / 1865.53 = 0.00054

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 74920.402 kN

ΦPn = 0.70 x 74920.402 = 52444.282 kN ≥ Pu = 17061.275 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.295 = 15469.550 kN.m ≥ Mu = 5032.584 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 39, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=22.851도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12897.524	17483.513	1355.571

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm^2 , Ast = 26855.10 mm^2 , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm^2), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 854593.427 mm^2

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm^2)이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1355.571 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 691.319 mm, a = k1 x c = 587.621 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 837518.255 = 19221.044 kN

∑Csi = 2681.078 kN, ∑Tsi = 6129.491 kN

Pn = 19221.044 + 2681.078 - 6129.491 = 15772.631 kN

Mn = Cc x 1097.304 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21380.778 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1355.562) | = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 15772.631 kN

ΦPn = 1.00 x 15772.631 = 15772.631 kN ≥ Pu = 12897.524 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.356 = 21380.925 kN.m ≥ Mu = 17483.513 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 39, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=87.454도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	11816.532	3673.205	310.853

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 782966.605 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 310.853 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1831.333 mm, a = k1 x c = 1556.633 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2992891.250 = 68686.854 kN

∑Csi = 5233.934 kN, ∑Tsi = 587.231 kN

Pn = 68686.854 + 5233.934 - 587.231 = 73333.558 kN

Mn = Cc x 1055.636 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22796.335 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=310.858) | = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1831.333 mm, a = k1 x c = 1556.633 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1831.33) / 1831.33 = 0.00060

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 73333.558 kN

ΦPn = 0.70 x 73333.558 = 51333.490 kN ≥ Pu = 11816.532 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.311 = 15957.171 kN.m ≥ Mu = 3673.205 kN.m ∴ O.K

⑤ 편심최대 : (부재 39, UE018)

【 기둥 : 하부 , 6/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=85.709도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13515.376	6112.001	452.226

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm^2 , Ast = 26855.10 mm^2 , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm^2), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 895532.468 mm^2

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm^2)이어야 하므로 2077378.142 mm^2 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 452.226 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1560.303 mm, a = k1 x c = 1326.257 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2481277.441 = 56945.317 kN

∑Csi = 4658.960 kN, ∑Tsi = 1600.019 kN

Pn = 56945.317 + 4658.960 - 1600.019 = 60004.258 kN

Mn = Cc x 1057.490 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27135.283 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=452.223) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1560.303 mm, a = k1 x c = 1326.257 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1560.30) / 1560.30 = 0.00123

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

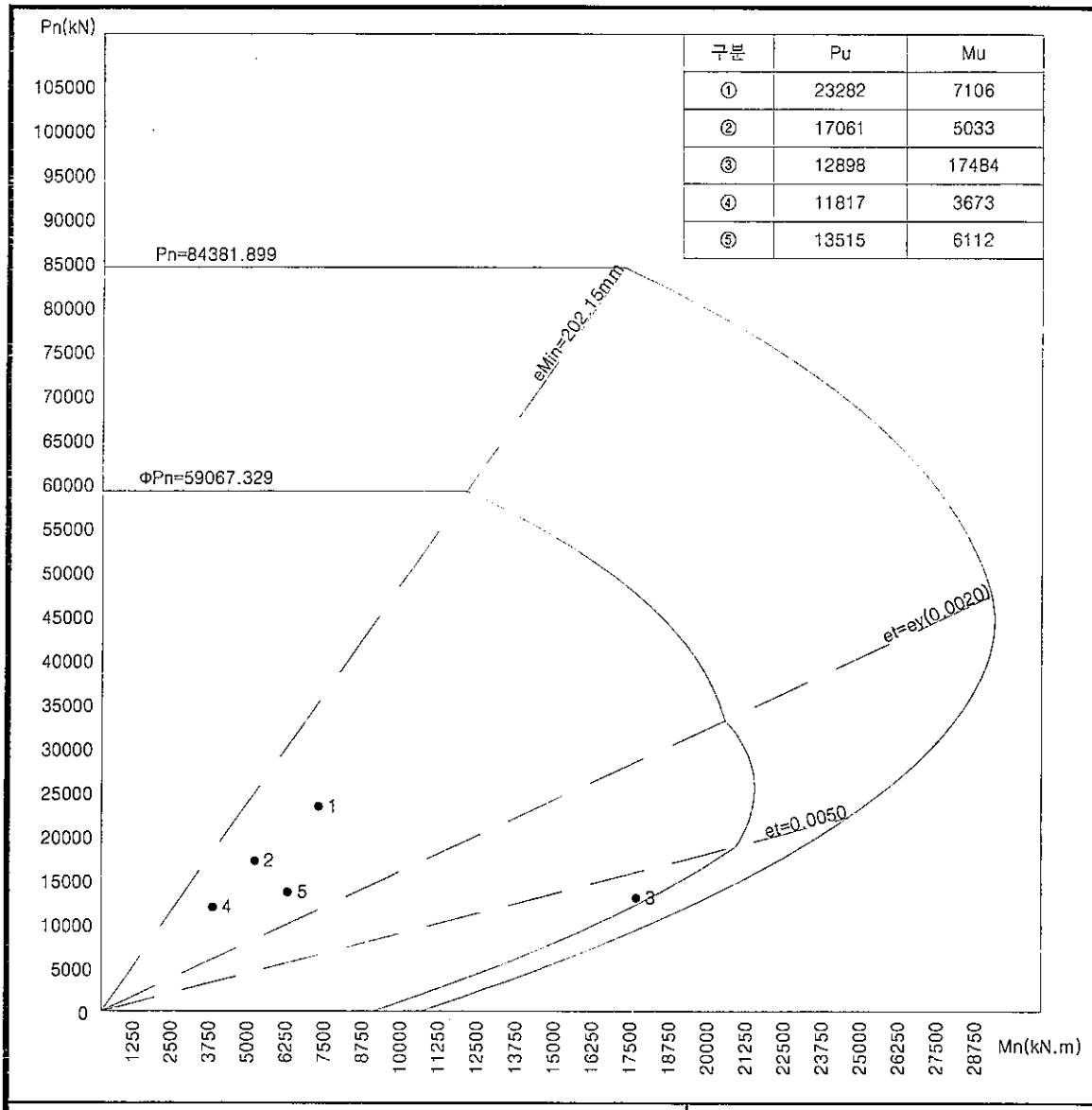
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 60004.258 kN

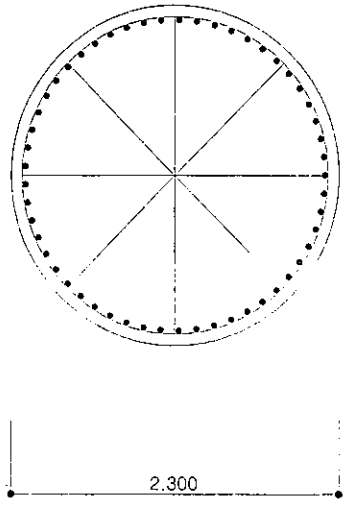
ΦPn = 0.70 x 60004.258 = 42002.981 kN ≥ Pu = 13515.376 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.452 = 18994.829 kN.m ≥ Mu = 6112.001 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23282	7106
②	17061	5033
③	12898	17484
④	11817	3673
⑤	13515	6112



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

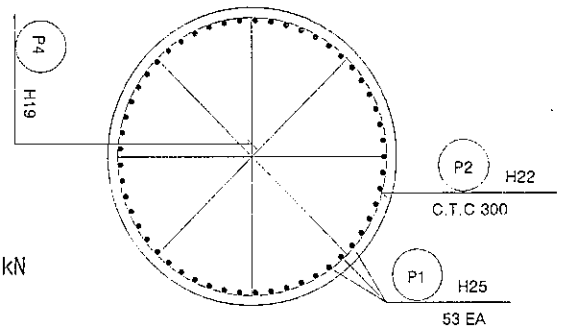
▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

10.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL016 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V = 0.054 kN
교축직각방향	V = 1995.839 kN
합성전단력	V = 1995.839 kN
축방향력	P = 20036.168 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 1995.839 / 0.80 = 2494.799 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 20036.168 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0

x 2300.000 x 1805.880

= 4836.106 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2418.053 kN < Vn ≤ Vc = 4836.106 ∴ 최소 전단 철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 560.210 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 603.750 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 603.750 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1805.880 mm, fy = 400.0 MPa

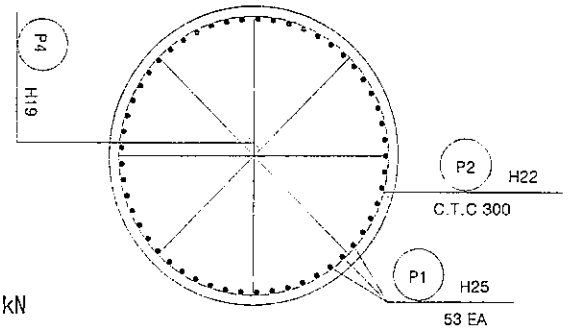
사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²

→ 774.200 mm² ≥ 603.750 mm² ∴ O.K

10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	993.560 kN
교축직각방향	V =	3042.518 kN
합성전단력	V =	3200.637 kN
축방향력	P =	13837.289 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 3200.637 / 1.00 = 3200.637 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 13837.289 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0 x 2300.000 x 1805.880

= 4452.764 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2226.382 kN ≤ Vn ≤ Vc = 4452.764 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 560.210 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 603.750 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 603.750 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1805.880 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²

→ 1548.400 mm² ≥ 603.750 mm² ∴ O.K

10.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2300.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 7100.0 / 6 = 1183.3 mm
∴ 2300.0 mm = 2.300 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 mm
∴ 150.0 mm = 0.150 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1150.0 mm
∴ 1150.0 mm = 1.150 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 100.0 mm
∴ 575.0 mm = 0.575 m

11. 기 초 설 계

11.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV008	16459.629	988.323	-2774.652	20331.629	89459.168	798.007	축력최대
SV010	16375.639	946.055	-2838.803	20247.639	89089.612	946.694	모멘트최대
SV012	14268.047	939.530	-2500.640	18140.047	79816.207	621.581	편심최대
SV022	13834.303	3042.518	9116.265	17706.303	77907.733	15201.301	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3872.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

$My = M + P \times e$, $e = -0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 2.000$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m^3)

= 313234.783 x 49 / (8.800 x 8.800) = 198198.662 kN/m^3

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 313234.783 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 49 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m^2)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

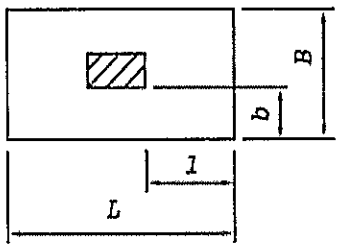
β = $\sqrt[4]{\{(3 \times 198198.662) / (27804000.000 \times 2.000^3)\}}$ = 0.227 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.250,3.250) = 3.250

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.400

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.400



$\beta\lambda$ = 0.227 x 3.250 = 0.739 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	23847.030	1093.623	-2103.716	28880.630	127074.772	83.530	축력최대
UL010	21288.331	1229.871	-3690.444	26321.931	115816.496	1230.702	모멘트최대
UE012	14332.576	1006.835	-2707.166	18204.576	80100.134	693.496	편심최대
UL022	13834.303	3042.518	9116.265	17706.303	77907.733	15201.301	지진시
SV008	16459.629	988.323	-2774.652	20331.629	89459.168	798.007	축력최대
SV010	16375.639	946.055	-2838.803	20247.639	89089.612	946.694	모멘트최대
SV012	14268.047	939.530	-2500.640	18140.047	79816.207	621.581	편심최대
SV022	13834.303	3042.518	9116.265	17706.303	77907.733	15201.301	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

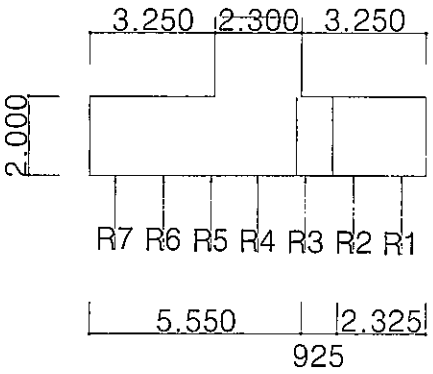
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV008	3084.844	3024.736	2964.627	2904.518	2844.41	2784.301	2724.193
SV010	3080.517	3017.851	2955.186	2892.52	2829.854	2767.188	2704.522
SV012	2751.327	2698.03	2644.733	2591.435	2538.138	2484.841	2431.543
SV022	4090.416	3570.101	3049.787	2529.472	2009.157	1488.842	968.527
UL001	4258.065	4213.978	4169.891	4125.804	4081.717	4037.63	3993.544
UL010	4004.673	3923.207	3841.741	3760.276	3678.81	3597.345	3515.879
UE012	2774.305	2716.421	2658.537	2600.654	2542.77	2484.886	2427.003
UL022	4090.416	3570.101	3049.787	2529.472	2009.157	1488.842	968.527

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.731+ R2 x -1.481+ R3 x -0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV008	6109.580	13589.171	5086.580	11074.316	
SV010	6098.369	13564.979	5075.369	11050.123	
SV012	5449.357	12120.591	4426.357	9605.735	
SV022	7660.518	17162.748	6637.518	14647.892	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	8472.043	18832.922	7142.143	15563.610	
UL010	7927.880	17634.473	6597.980	14365.161	
UE012	5490.726	12213.768	4467.726	9698.912	
UL022	7660.518	17162.748	6637.518	14647.892	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	15563.6	7142.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 56388.200 x 400.00 = 22555280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 111.682 mm, c = 111.682 / β1 = 111.682 / 0.85 = 131.390 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 131.390) / 131.390 = 0.03924

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 25080.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 56388.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 2.248]

1단 : H32 - 71.0 EA (= 56388.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 25080.125 mm²

ρmin = Max(25080.125, 15840.000) / bd = 0.00154

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00346

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 111.682 mm

ΦMn = 0.85 x 56388.200 x 400 x (1850.00 - a/2) = 34397.596 kN.m

≥ Mu (= 15563.610 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.210]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 7142.143 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 71 EA

    H25 - 36 EA = 54216.900 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 54216.9 ㎟

    (54216.900 / 8.800) = 6161.011 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 36 EA = 18241.200 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 18241.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 11074.316 \times 1000000 / [56388.200 \times (1850.000 - 364.990/3)]$

  $= 113.632$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x56388.200/8800.0 + 7x56388.200/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x56388.200)]}$

  $= 364.990$ mm

  사용철근량 = 56388.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

  1단 : H32 - 71.0 EA (= 56388.2 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 113.63) - 2.5 x 134.00 = 358.03 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 113.63) = 554.42 mm

  Sa는 작은 값인 358.03 mm 를 적용

  S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 358.03 mm) ∴ O.K

11.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	16459.827	48.560	-357.814	20331.827	89460.039	260.694	축력최대
SVB04	13837.289	97.984	-764.113	17709.289	77920.872	568.144	모멘트최대
SVB04	13837.289	97.984	-764.113	17709.289	77920.872	568.144	편심최대
SVB22	13837.289	2477.013	16328.450	17709.289	77920.872	21282.476	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3872.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다. $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	23850.913	0.715	64.251	28884.513	127091.857	65.680	축력최대
UEB04	13772.591	127.095	-1009.520	17644.591	77636.200	755.331	모멘트최대
UEB26	12388.862	117.296	-933.109	15873.662	69844.113	698.517	편심최대
ULB22	13837.289	2477.013	16328.450	17709.289	77920.872	21282.476	지진시
SVB05	16459.827	48.560	-357.814	20331.827	89460.039	260.694	축력최대
SVB04	13837.289	97.984	-764.113	17709.289	77920.872	568.144	모멘트최대
SVB04	13837.289	97.984	-764.113	17709.289	77920.872	568.144	편심최대
SVB22	13837.289	2477.013	16328.450	17709.289	77920.872	21282.476	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

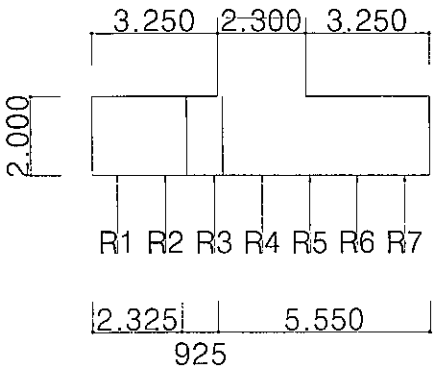
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SVB05	2932.045	2922.879	2913.713	2904.547	2895.381	2886.215	2877.049
SVB04	2588.928	2569.251	2549.575	2529.898	2510.222	2490.545	2470.869
SVB04	2588.928	2569.251	2549.575	2529.898	2510.222	2490.545	2470.869
SVB22	4547.33	3874.853	3202.376	2529.898	1857.421	1184.944	512.467
ULB01	4131.968	4130.098	4128.229	4126.359	4124.489	4122.62	4120.75
UEB04	2598.77	2572.732	2546.694	2520.656	2494.618	2468.58	2442.541
UEB26	2339.878	2315.807	2291.737	2267.666	2243.595	2219.525	2195.454
ULB22	4547.33	3874.853	3202.376	2529.898	1857.421	1184.944	512.467

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.731+ R2 x 1.481+ R3 x 0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	5854.923	13009.265	4831.923	10494.410	
SVB04	5158.179	11464.375	4135.179	8949.520	
SVB04	5158.179	11464.375	4135.179	8949.520	
SVB22	8422.182	18897.163	7399.182	16382.307	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	8262.066	18354.700	6932.166	15085.388	
UEB04	5171.503	11495.745	4148.503	8980.889	
UEB26	4655.685	10349.307	3734.985	8085.937	
ULB22	8422.182	18897.163	7399.182	16382.307	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	16382.3	7399.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35975.700 x 400.00 = 14390280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 71.253 mm, c = 71.253 / β1 = 71.253 / 0.85 = 83.827 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 83.827) / 83.827 = 0.06321

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 26418.609 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35975.7 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.362]

1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 26418.609 mm²

ρmin = Max(26418.609, 15840.000) / bd = 0.00162

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.253 mm

ΦMn = 0.85 x 35975.700 x 400 x (1850.00 - a/2) = 22192.941 kN.m

≥ Mu (= 16382.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.355]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 7399.182 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H32 - 71 EA

    H32 - 36 EA = 84979.400 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 84979.4 ㎟

    (84979.400 / 8.800) = 9656.750 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H32 - 36 EA = 28591.200 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 28591.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 10494.410 \times 1000000 / [35975.700 \times (1850.000 - 298.036/3)]$

  $= 166.628$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x35975.700/8800.0 + 7x35975.700/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x35975.700)]}$

  $= 298.036$ mm

  사용철근량 = 35975.7 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

  1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 166.63) - 2.5 x 137.50 = 128.86 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 166.63) = 378.09 mm

  Sa는 작은 값인 128.86 mm 를 적용

  S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 128.86 mm) ∴ O.K

12. 기 초 설 계

12.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV017	16147.977	1002.027	2467.165	20019.977	88087.899	4471.219	축력최대
SV020	16063.514	1547.878	5616.791	19935.514	87716.262	8712.547	모멘트최대
SV018	13958.748	1554.403	5311.729	17830.748	78455.291	8420.535	편심최대
SV022	12897.524	1503.801	12474.439	16769.524	73785.906	15482.041	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3872.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

$My = M + P \times e$, $e = -0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 2.000$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}}(m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 313234.783 x 49 / (8.800 x 8.800) = 198198.662 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 313234.783 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 49 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 뜰출길이 (m)

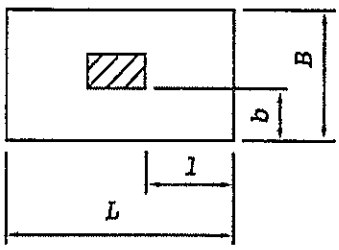
β = ⁴√{(3 x 198198.662) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.227 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.250,3.250) = 3.250

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.400

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.400



βλ = 0.227 x 3.250 = 0.739 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	23281.753	1733.063	5066.038	28315.353	124587.553	8532.164	축력최대
UL020	20079.392	1934.848	7020.988	24919.392	109645.325	10890.684	모멘트최대
UE018	13515.376	1728.450	6094.872	17193.776	75652.614	9551.772	편심최대
UL022	12897.524	1503.801	12474.439	16769.524	73785.906	15482.041	지진시
SV017	16147.977	1002.027	2467.165	20019.977	88087.899	4471.219	축력최대
SV020	16063.514	1547.878	5616.791	19935.514	87716.262	8712.547	모멘트최대
SV018	13958.748	1554.403	5311.729	17830.748	78455.291	8420.535	편심최대
SV022	12897.524	1503.801	12474.439	16769.524	73785.906	15482.041	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

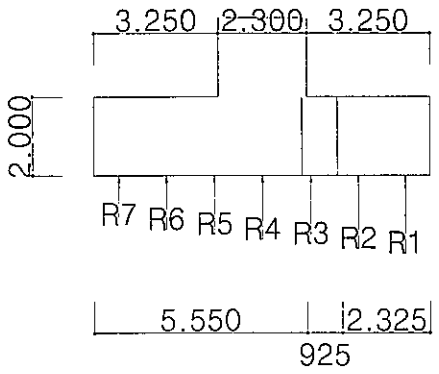
My = M + P x e, e = -0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV017	3344.906	3183.27	3021.633	2859.997	2698.36	2536.724	2375.087
SV020	3748.795	3448.507	3148.219	2847.931	2547.643	2247.355	1947.067
SV018	3424.274	3131.933	2839.591	2547.25	2254.908	1962.567	1670.225
SV022	3826.574	3349.598	2872.622	2395.646	1918.67	1441.695	964.719
UL001	4950.896	4648.948	4346.999	4045.05	3743.102	3441.153	3139.205
UL020	4685.993	4310.633	3935.273	3559.913	3184.553	2809.193	2433.833
UE018	3447.316	3116.962	2786.608	2456.254	2125.899	1795.545	1465.191
UL022	3826.574	3349.598	2872.622	2395.646	1918.67	1441.695	964.719

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.731+ R2 x -1.481+ R3 x -0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV017	6528.176	14547.359	5505.176	12032.503	
SV020	7197.301	16072.435	6174.301	13557.579	
SV018	6556.207	14646.030	5533.207	12131.174	
SV022	7176.172	16074.703	6153.172	13559.848	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	9599.844	21410.145	8269.944	18140.833	
UL020	8996.626	20090.543	7717.876	16946.974	
UE018	6564.279	14674.549	5592.429	12285.436	
UL022	7176.172	16074.703	6153.172	13559.848	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	18140.8	8269.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 56388.200 x 400.00 = 22555280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 111.682 mm, c = 111.682 / β1 = 111.682 / 0.85 = 131.390 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 131.390) / 131.390 = 0.03924

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 29300.307 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 56388.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.924]

1단 : H32 - 71.0 EA (= 56388.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 29300.307 mm²

ρmin = Max(29300.307, 15840.000) / bd = 0.00180

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00346

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 111.682 mm

ΦMn = 0.85 x 56388.200 x 400 x (1850.00 - a/2) = 34397.596 kN.m

≥ Mu (= 18140.833 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.896]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 8269.944 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H25 - 71 EA

    H25 - 36 EA = 54216.900 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 54216.9 ㎟

    (54216.900 / 8.800) = 6161.011 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H25 - 36 EA = 18241.200 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 18241.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 13557.579 \times 1000000 / [56388.200 \times (1850.000 - 364.990/3)]$

  $= 139.112$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x56388.200/8800.0 + 7x56388.200/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x56388.200)]}$

  $= 364.990$ mm

  사용철근량 = 56388.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H32 - 71.0 EA (= 56388.2 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 32/2 = 134.00 ㎜

  여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.11) - 2.5 x 134.00 = 231.09 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.11) = 452.87 ㎜

  Sa는 작은 값인 231.09 ㎜ 를 적용

  S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 231.09 ㎜) ∴ O.K

12.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB05	16028.934	44.297	-336.414	19900.934	87564.110	247.820	축력최대
SVB04	12894.538	87.729	-746.632	16766.538	73772.767	571.173	모멘트최대
SVB04	12894.538	87.729	-746.632	16766.538	73772.767	571.173	편심최대
SVB22	12894.538	2409.625	16046.923	16766.538	73772.767	20866.173	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3872.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr.(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	23277.870	0.715	85.200	28311.470	124570.468	86.629	축력최대
UEB04	12829.840	114.334	-978.435	16701.840	73488.096	749.768	모멘트최대
UEB26	11540.386	105.561	-903.772	15025.186	66110.818	692.650	편심최대
ULB22	12894.538	2409.625	16046.923	16766.538	73772.767	20866.173	지진시
SVB05	16028.934	44.297	-336.414	19900.934	87564.110	247.820	축력최대
SVB04	12894.538	87.729	-746.632	16766.538	73772.767	571.173	모멘트최대
SVB04	12894.538	87.729	-746.632	16766.538	73772.767	571.173	편심최대
SVB22	12894.538	2409.625	16046.923	16766.538	73772.767	20866.173	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V. = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

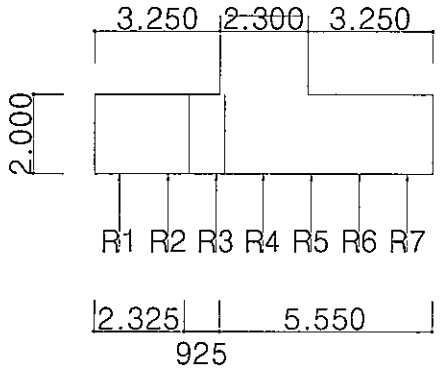
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SVB05	2868.644	2860.093	2851.542	2842.991	2834.439	2825.888	2817.337
SVB04	2452.783	2433.595	2414.407	2395.22	2376.032	2356.844	2337.657
SVB04	2452.783	2433.595	2414.407	2395.22	2376.032	2356.844	2337.657
SVB22	4358.039	3703.766	3049.493	2395.22	1740.947	1086.674	432.4
ULB01	4051.856	4049.403	4046.949	4044.496	4042.042	4039.589	4037.135
UEB04	2461.449	2436.292	2411.134	2385.977	2360.82	2335.663	2310.505
UEB26	2216.171	2192.932	2169.694	2146.455	2123.217	2099.978	2076.74
ULB22	4358.039	3703.766	3049.493	2395.22	1740.947	1086.674	432.4

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.731+ R2 x 1.481+ R3 x 0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB05	5728.737	12728.771	4705.737	10213.915	
SVB04	4886.378	10860.432	3863.378	8345.577	
SVB04	4886.378	10860.432	3863.378	8345.577	
SVB22	8061.805	18091.515	7038.805	15576.659	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	8101.259	17997.631	6771.359	14728.319	
UEB04	4897.741	10887.337	3874.741	8372.482	
UEB26	4409.103	9801.294	3488.403	7537.924	
ULB22	8061.805	18091.515	7038.805	15576.659	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	15576.7	7038.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 35975.700 x 400.00 = 14390280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 71.253 mm, c = 71.253 / β1 = 71.253 / 0.85 = 83.827 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 83.827) / 83.827 = 0.06321

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 25101.444 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 35975.7 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.433]

1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 25101.444 mm²

ρmin = Max(25101.444, 15840.000) / bd = 0.00154

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00221

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.253 mm

ΦMn = 0.85 x 35975.700 x 400 x (1850.00 - a/2) = 22192.941 kN.m

≥ Mu (= 15576.659 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.425]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 7038.805 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H32 - 71 EA

    H32 - 36 EA = 84979.400 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 84979.4 ㎟

    (84979.400 / 8.800) = 9656.750 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H32 - 36 EA = 28591.200 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 28591.200 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 10213.915 \times 1000000 / [35975.700 \times (1850.000 - 298.036/3)]$

  $= 162.174$ MPa

  $\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

  $= -7x35975.700/8800.0 + 7x35975.700/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x35975.700)]}$

  $= 298.036$ mm

  사용철근량 = 35975.7 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

  1단 : H25 - 71.0 EA (= 35975.7 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 25/2 = 137.50 mm

  여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.17) - 2.5 x 137.50 = 141.84 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 162.17) = 388.47 mm

  Sa는 작은 값인 141.84 mm 를 적용

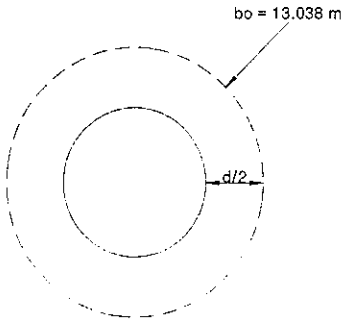
  S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 141.84 mm) ∴ O.K

13. 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -23850.913 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.038 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ $\beta c = 1.000$, $\alpha s = 40$

① $Vc1 = 1/6 \times (1 + 2/\beta c) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + 2/1.00) \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 62664.512$ kN

② $Vc2 = 1/6 \times (1 + (\alpha s \cdot d)/(2 \cdot bo)) \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/6 \times (1 + (40 \cdot 1.850)/(2 \cdot 13.038)) \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 80167.61$ kN

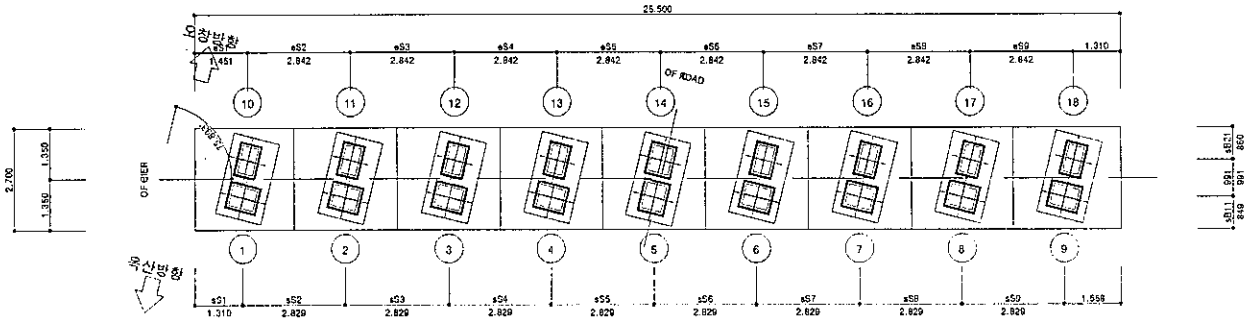
③ $Vc3 = 1/3 \times \sqrt{(Fck)} \times bo \times d$
$= 1/3 \times \sqrt{(27)} \times 13.038 \times 1.850$
$= 41776.342$ kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(ϕVc) = $0.80 \times 41776.342 = 33421.073$ kN

※ $\Phi Vc > Vu$ ---------- O.K

14. 교량 받침부 검토



14.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 45.236 = 426.178 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 44.999 = 424.993 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	426.178	550.000	700.000	497.103	O.K
2	426.178	550.000	700.000	498.028	O.K
3	426.178	550.000	700.000	498.952	O.K
4	426.178	550.000	700.000	499.876	O.K
5	426.178	700.000	550.000	446.322	O.K
6	426.178	550.000	700.000	501.726	O.K
7	426.178	550.000	700.000	502.653	O.K
8	426.178	550.000	700.000	503.579	O.K
9	426.178	550.000	700.000	504.505	O.K
10	424.993	730.000	430.000	453.896	O.K
11	424.993	730.000	430.000	453.860	O.K
12	424.993	730.000	430.000	453.823	O.K
13	424.993	730.000	430.000	453.787	O.K
14	424.993	700.000	550.000	453.662	O.K
15	424.993	730.000	430.000	453.715	O.K
16	424.993	730.000	430.000	453.680	O.K
17	424.993	730.000	430.000	453.644	O.K
18	424.993	730.000	430.000	453.609	O.K

14.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 104.1° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 14.11°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 90.269 + 6.66 \times 9.665) \times (1 + 0.000125 \times 14.11^2)$

$= 425.445$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1392 - 0 - 50 = 1342$ mm ≥ 425 mm $\therefore$ O.K

14.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1624.229	O.K	310.586	253.168	O.K
SHOE 2	2000.000	1570.832	O.K	310.586	253.065	O.K
SHOE 3	2000.000	1552.146	O.K	310.586	252.535	O.K
SHOE 4	2000.000	1514.719	O.K	310.586	251.892	O.K
SHOE 5	2000.000	1495.579	O.K	310.586	251.634	O.K
SHOE 6	2000.000	1493.194	O.K	310.586	251.910	O.K
SHOE 7	2000.000	1507.969	O.K	310.586	252.594	O.K
SHOE 8	2000.000	1569.920	O.K	310.586	253.190	O.K
SHOE 9	2000.000	1556.244	O.K	310.586	253.342	O.K
SHOE 10	2000.000	1699.185	O.K	310.586	253.182	O.K
SHOE 11	2000.000	1621.252	O.K	310.586	253.085	O.K
SHOE 12	2000.000	1550.714	O.K	310.586	252.553	O.K
SHOE 13	2000.000	1514.839	O.K	310.586	251.905	O.K
SHOE 14	2000.000	1496.354	O.K	310.586	251.637	O.K
SHOE 15	2000.000	1492.260	O.K	310.586	251.910	O.K
SHOE 16	2000.000	1512.380	O.K	310.586	252.600	O.K
SHOE 17	2000.000	1521.787	O.K	310.586	253.185	O.K
SHOE 18	2000.000	1476.495	O.K	310.586	253.347	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

14.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1624.229	190.352	180.577	1548.722	1778.775	
2	1570.832	190.274	180.886	1549.730	1831.965	
3	1552.146	189.876	181.296	1550.738	1832.972	
4	1514.719	189.392	181.641	1551.745	1833.979	
5	1495.579	189.198	225.328	1402.753	1909.987	
6	1493.194	189.406	181.649	1553.760	1835.994	
7	1507.969	189.920	181.286	1554.768	1837.002	
8	1569.920	190.368	180.870	1555.776	1838.010	
9	1556.244	190.483	180.523	1556.783	1910.984	
10	1699.185	190.362	179.752	1290.171	1950.549	
11	1621.252	190.289	180.084	1290.171	1935.770	
12	1550.714	189.889	180.477	1290.171	1935.770	
13	1514.839	189.402	180.835	1290.171	1935.770	
14	1496.354	189.201	225.328	1410.172	1920.770	
15	1492.260	189.406	180.903	1290.172	1935.770	
16	1512.380	189.925	180.552	1290.172	1935.770	
17	1521.787	190.365	180.102	1290.172	1935.770	
18	1476.495	190.486	179.714	1290.172	1880.225	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2582.444	4369.200	O.K	2656.416	3574.800	O.K
2	2532.720	4369.200	O.K	2646.783	3574.800	O.K
3	2513.778	4369.200	O.K	2629.533	3574.800	O.K
4	2476.718	4369.200	O.K	2592.331	3574.800	O.K
5	2275.742	4369.200	O.K	2913.578	3574.800	O.K
6	2458.130	4369.200	O.K	2569.874	3574.800	O.K
7	2475.694	4369.200	O.K	2583.304	3574.800	O.K
8	2537.370	4369.200	O.K	2645.742	3574.800	O.K
9	2525.931	4369.200	O.K	2678.915	3574.800	O.K
10	2416.129	4369.200	O.K	2886.605	3574.800	O.K
11	2353.413	4369.200	O.K	2801.859	3574.800	O.K
12	2294.793	4369.200	O.K	2725.664	3574.800	O.K
13	2263.403	4369.200	O.K	2687.795	3574.800	O.K
14	2283.746	4369.200	O.K	2914.439	3574.800	O.K
15	2245.371	4369.200	O.K	2663.083	3574.800	O.K
16	2264.340	4369.200	O.K	2683.488	3574.800	O.K
17	2274.305	4369.200	O.K	2691.438	3574.800	O.K
18	2238.769	4369.200	O.K	2638.963	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1057.510	5759.400	O.K	1003.208	5759.400	O.K
2	1057.080	5759.400	O.K	1004.921	5759.400	O.K
3	1054.866	5759.400	O.K	1007.201	5759.400	O.K
4	1052.180	5759.400	O.K	1009.119	5759.400	O.K
5	1051.103	5759.400	O.K	1251.823	5759.400	O.K
6	1052.256	5759.400	O.K	1009.160	5759.400	O.K
7	1055.113	5759.400	O.K	1007.147	5759.400	O.K
8	1057.602	5759.400	O.K	1004.833	5759.400	O.K
9	1058.237	5759.400	O.K	1002.903	5759.400	O.K
10	1057.569	5759.400	O.K	998.622	5759.400	O.K
11	1057.164	5759.400	O.K	1000.468	5759.400	O.K
12	1054.942	5759.400	O.K	1002.648	5759.400	O.K
13	1052.235	5759.400	O.K	1004.641	5759.400	O.K
14	1051.115	5759.400	O.K	1251.823	5759.400	O.K
15	1052.256	5759.400	O.K	1005.017	5759.400	O.K
16	1055.138	5759.400	O.K	1003.066	5759.400	O.K
17	1057.581	5759.400	O.K	1000.564	5759.400	O.K
18	1058.258	5759.400	O.K	998.413	5759.400	O.K

14.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 18

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1476.495 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 253.347 / 1.33 = 190.486 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 190.486 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 239.020 / 1.33 = 179.714 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 179.714 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 860.172 mm b2y = 1310.106 mm

bcx = 2 x b2x = 1720.343 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2620.212 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/1720.343) x 1476.495 x 10^3 /180.000

= 1180.511 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1476.495 x 10^3 /180.000

= 1640.550 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 190.486 x 10^3 / 180.000

= 1058.258 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 179.714 x 10^3 / 180.000

= 998.413 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1310.106 = 2040.106 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 860.172 mm가 Bxo/2 = 1020.053 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 860.172 + (730.000+1310.106)/2 = 1880.225 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 860.172 = 1290.172 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1640.550 + 998.413 = 2638.963 mm^2

Bxo = 1880.225 mm 범위내에서 H16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1180.511 + 1058.258 = 2238.769 mm^2

Byo = 1290.172 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

14.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 18

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 179.714 x 10^3 / 180.000 = 998.413 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 190.486 x 10^3 / 180.000 = 1058.258 mm^2

사용철근 : H16 - 18 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 18 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

15. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa

콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa

유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa

콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2

환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4

환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3

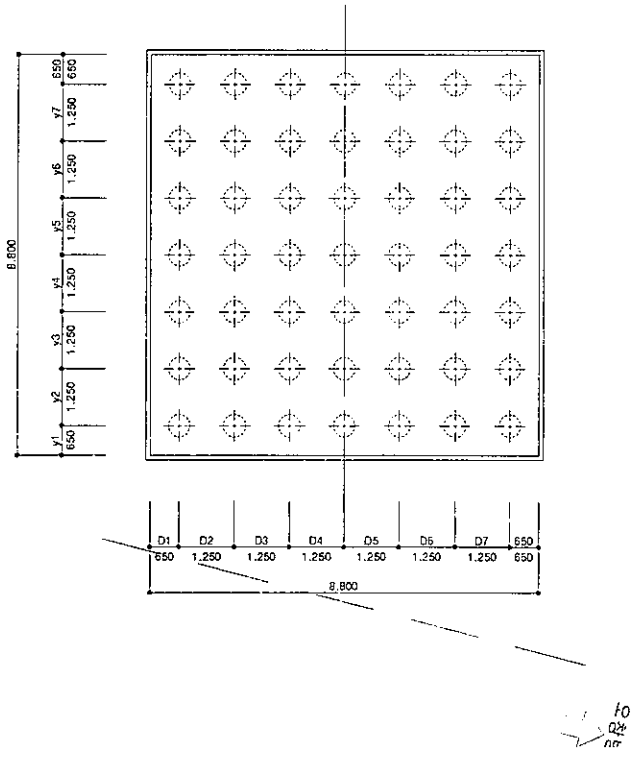
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20331.629	988.323	798.007	SV008
	COMBO 2	20247.639	946.055	946.694	SV010
	COMBO 3	18140.047	939.530	621.581	SV012
	COMBO 4	17706.303	3042.518	15201.301	SV022
계수하중	COMBO 1	28880.630	1093.623	83.530	UL001
	COMBO 2	26321.931	1229.871	1230.702	UL010
	COMBO 3	18204.576	1006.835	693.496	UE012
	COMBO 4	17706.303	3042.518	15201.301	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 m² ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/m²

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/m³

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/m³

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99495430.3	100247117.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0010559	0.0013247	0.0000219	COMBO 1	0.0011573	0.0018817	0.0000161
COMBO 2	0.0010133	0.0013192	0.0000229	COMBO 2	0.0013173	0.0017150	0.0000297
COMBO 3	0.0010019	0.0011819	0.0000194	COMBO 3	0.0010740	0.0011861	0.0000211
COMBO 4	0.0019932	0.0011536	0.0001898	COMBO 4	0.0019932	0.0011536	0.0001898

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.993 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0010559	0.0014069	0.0000219	440.692	20.170	-26.649
	2	0.0010559	0.0013795	0.0000219	432.105	20.170	-26.649
	3	0.0010559	0.0013521	0.0000219	423.518	20.170	-26.649
	4	0.0010559	0.0013247	0.0000219	414.931	20.170	-26.649
	5	0.0010559	0.0012973	0.0000219	406.344	20.170	-26.649
	6	0.0010559	0.0012698	0.0000219	397.757	20.170	-26.649
	7	0.0010559	0.0012424	0.0000219	389.170	20.170	-26.649
COMBO 2	1	0.0010133	0.0014049	0.0000229	440.074	19.307	-25.441
	2	0.0010133	0.0013764	0.0000229	431.122	19.307	-25.441
	3	0.0010133	0.0013478	0.0000229	422.169	19.307	-25.441
	4	0.0010133	0.0013192	0.0000229	413.217	19.307	-25.441
	5	0.0010133	0.0012906	0.0000229	404.265	19.307	-25.441
	6	0.0010133	0.0012620	0.0000229	395.313	19.307	-25.441
	7	0.0010133	0.0012335	0.0000229	386.360	19.307	-25.441
COMBO 3	1	0.0010019	0.0012548	0.0000194	393.047	19.174	-25.384
	2	0.0010019	0.0012305	0.0000194	385.433	19.174	-25.384
	3	0.0010019	0.0012062	0.0000194	377.819	19.174	-25.384
	4	0.0010019	0.0011819	0.0000194	370.205	19.174	-25.384
	5	0.0010019	0.0011576	0.0000194	362.591	19.174	-25.384
	6	0.0010019	0.0011333	0.0000194	354.977	19.174	-25.384
	7	0.0010019	0.0011090	0.0000194	347.363	19.174	-25.384
COMBO 4	1	0.0019932	0.0018655	0.0001898	584.345	62.092	-61.423
	2	0.0019932	0.0016282	0.0001898	510.014	62.092	-61.423
	3	0.0019932	0.0013909	0.0001898	435.684	62.092	-61.423
	4	0.0019932	0.0011536	0.0001898	361.353	62.092	-61.423
	5	0.0019932	0.0009163	0.0001898	287.022	62.092	-61.423
	6	0.0019932	0.0006790	0.0001898	212.692	62.092	-61.423
	7	0.0019932	0.0004417	0.0001898	138.361	62.092	-61.423

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0011573	0.0019420	0.0000161	608.295	22.319	-29.786
	2	0.0011573	0.0019219	0.0000161	601.997	22.319	-29.786
	3	0.0011573	0.0019018	0.0000161	595.699	22.319	-29.786
	4	0.0011573	0.0018817	0.0000161	589.401	22.319	-29.786
	5	0.0011573	0.0018616	0.0000161	583.102	22.319	-29.786
	6	0.0011573	0.0018414	0.0000161	576.804	22.319	-29.786
	7	0.0011573	0.0018213	0.0000161	570.506	22.319	-29.786
COMBO 2	1	0.0013173	0.0018264	0.0000297	572.096	25.099	-33.073
	2	0.0013173	0.0017893	0.0000297	560.458	25.099	-33.073
	3	0.0013173	0.0017521	0.0000297	548.820	25.099	-33.073
	4	0.0013173	0.0017150	0.0000297	537.182	25.099	-33.073
	5	0.0013173	0.0016778	0.0000297	525.544	25.099	-33.073
	6	0.0013173	0.0016406	0.0000297	513.906	25.099	-33.073
	7	0.0013173	0.0016035	0.0000297	502.268	25.099	-33.073
COMBO 3	1	0.0010740	0.0012653	0.0000211	396.329	20.548	-27.192
	2	0.0010740	0.0012389	0.0000211	388.060	20.548	-27.192
	3	0.0010740	0.0012125	0.0000211	379.791	20.548	-27.192
	4	0.0010740	0.0011861	0.0000211	371.522	20.548	-27.192
	5	0.0010740	0.0011597	0.0000211	363.253	20.548	-27.192
	6	0.0010740	0.0011333	0.0000211	354.984	20.548	-27.192
	7	0.0010740	0.0011069	0.0000211	346.715	20.548	-27.192
COMBO 4	1	0.0019932	0.0018655	0.0001898	584.345	62.092	-61.423
	2	0.0019932	0.0016282	0.0001898	510.014	62.092	-61.423
	3	0.0019932	0.0013909	0.0001898	435.684	62.092	-61.423
	4	0.0019932	0.0011536	0.0001898	361.353	62.092	-61.423
	5	0.0019932	0.0009163	0.0001898	287.022	62.092	-61.423
	6	0.0019932	0.0006790	0.0001898	212.692	62.092	-61.423
	7	0.0019932	0.0004417	0.0001898	138.361	62.092	-61.423

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	440.692	20.170	-26.649	7
	2	2.500	0	432.105	20.170	-26.649	7
	3	1.250	0	423.518	20.170	-26.649	7
	4	0.000	0	414.931	20.170	-26.649	7
	5	-1.250	0	406.344	20.170	-26.649	7
	6	-2.500	0	397.757	20.170	-26.649	7
	7	-3.750	0	389.170	20.170	-26.649	7
	계			20331.629	988.323	798.007	49
COMBO 2	1	3.750	0	440.074	19.307	-25.441	7
	2	2.500	0	431.122	19.307	-25.441	7
	3	1.250	0	422.169	19.307	-25.441	7
	4	0.000	0	413.217	19.307	-25.441	7
	5	-1.250	0	404.265	19.307	-25.441	7
	6	-2.500	0	395.313	19.307	-25.441	7
	7	-3.750	0	386.360	19.307	-25.441	7
	계			20247.639	946.055	946.694	49
COMBO 3	1	3.750	0	393.047	19.174	-25.384	7
	2	2.500	0	385.433	19.174	-25.384	7
	3	1.250	0	377.819	19.174	-25.384	7
	4	0.000	0	370.205	19.174	-25.384	7
	5	-1.250	0	362.591	19.174	-25.384	7
	6	-2.500	0	354.977	19.174	-25.384	7
	7	-3.750	0	347.363	19.174	-25.384	7
	계			18140.047	939.530	621.581	49
COMBO 4	1	3.750	0	584.345	62.092	-61.423	7
	2	2.500	0	510.014	62.092	-61.423	7
	3	1.250	0	435.684	62.092	-61.423	7
	4	0.000	0	361.353	62.092	-61.423	7
	5	-1.250	0	287.022	62.092	-61.423	7
	6	-2.500	0	212.692	62.092	-61.423	7
	7	-3.750	0	138.361	62.092	-61.423	7
	계			17706.303	3042.518	15201.301	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	608.295	22.319	-29.786	7
	2	2.500	0	601.997	22.319	-29.786	7
	3	1.250	0	595.699	22.319	-29.786	7
	4	0.000	0	589.401	22.319	-29.786	7
	5	-1.250	0	583.102	22.319	-29.786	7
	6	-2.500	0	576.804	22.319	-29.786	7
	7	-3.750	0	570.506	22.319	-29.786	7
	계			28880.630	1093.623	83.530	49
COMBO 2	1	3.750	0	572.096	25.099	-33.073	7
	2	2.500	0	560.458	25.099	-33.073	7
	3	1.250	0	548.820	25.099	-33.073	7
	4	0.000	0	537.182	25.099	-33.073	7
	5	-1.250	0	525.544	25.099	-33.073	7
	6	-2.500	0	513.906	25.099	-33.073	7
	7	-3.750	0	502.268	25.099	-33.073	7
	계			26321.931	1229.871	1230.702	49
COMBO 3	1	3.750	0	396.329	20.548	-27.192	7
	2	2.500	0	388.060	20.548	-27.192	7
	3	1.250	0	379.791	20.548	-27.192	7
	4	0.000	0	371.522	20.548	-27.192	7
	5	-1.250	0	363.253	20.548	-27.192	7
	6	-2.500	0	354.984	20.548	-27.192	7
	7	-3.750	0	346.715	20.548	-27.192	7
	계			18204.576	1006.835	693.496	49
COMBO 4	1	3.750	0	584.345	62.092	-61.423	7
	2	2.500	0	510.014	62.092	-61.423	7
	3	1.250	0	435.684	62.092	-61.423	7
	4	0.000	0	361.353	62.092	-61.423	7
	5	-1.250	0	287.022	62.092	-61.423	7
	6	-2.500	0	212.692	62.092	-61.423	7
	7	-3.750	0	138.361	62.092	-61.423	7
	계			17706.303	3042.518	15201.301	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV008

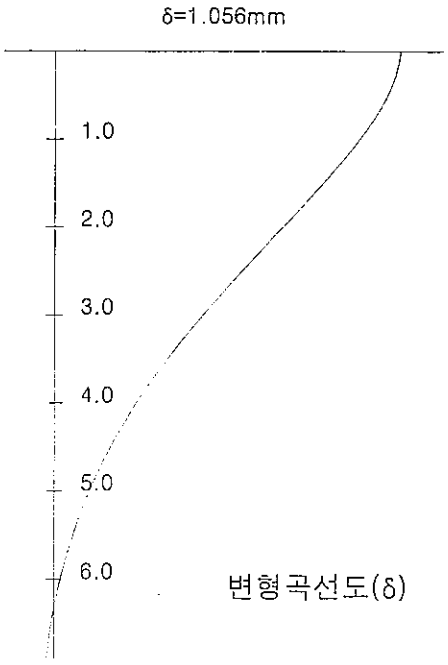
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

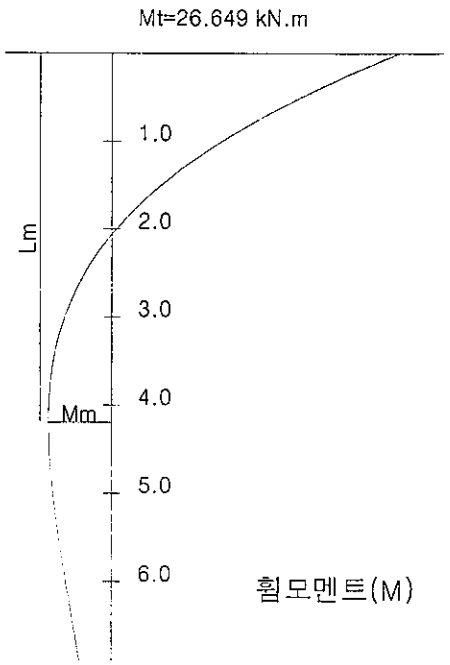
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.877 kN.m, 4.196 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.056 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.056 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	26.649	-20.170	1.056	
0.460	18.172	-16.707	1.021	
0.920	11.249	-13.432	0.946	
1.380	5.770	-10.448	0.847	
1.840	1.583	-7.815	0.736	
2.300	-1.479	-5.561	0.621	
2.760	-3.591	-3.685	0.509	
3.220	-4.924	-2.169	0.405	
3.680	-5.637	-0.984	0.311	
4.140	-5.874	-0.091	0.229	
4.600	-5.759	0.551	0.159	
5.060	-5.400	0.981	0.102	
5.520	-4.883	1.241	0.056	
5.980	-4.278	1.367	0.021	
6.440	-3.641	1.390	-0.005	
6.900	-3.011	1.340	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : SV010

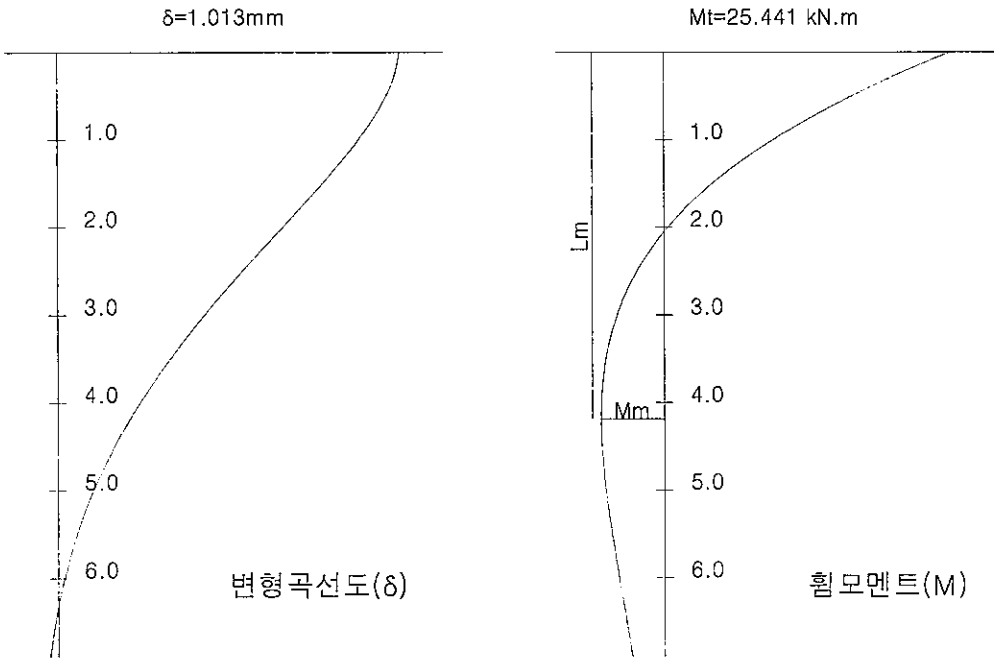
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.640 kN.m, 4.189 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.013 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.013 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	25.441	-19.307	1.013	
0.460	17.328	-15.986	0.979	
0.920	10.706	-12.845	0.907	
1.380	5.467	-9.986	0.812	
1.840	1.467	-7.465	0.705	
2.300	-1.457	-5.307	0.594	
2.760	-3.471	-3.512	0.487	
3.220	-4.741	-2.062	0.387	
3.680	-5.417	-0.929	0.297	
4.140	-5.638	-0.076	0.218	
4.600	-5.524	0.536	0.152	
5.060	-5.176	0.947	0.097	
5.520	-4.678	1.194	0.053	
5.980	-4.097	1.313	0.020	
6.440	-3.485	1.334	-0.005	
6.900	-2.881	1.285	-0.023	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 3 : SV012

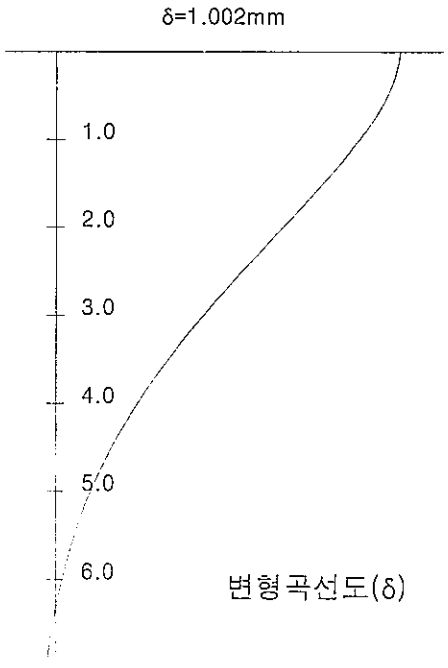
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

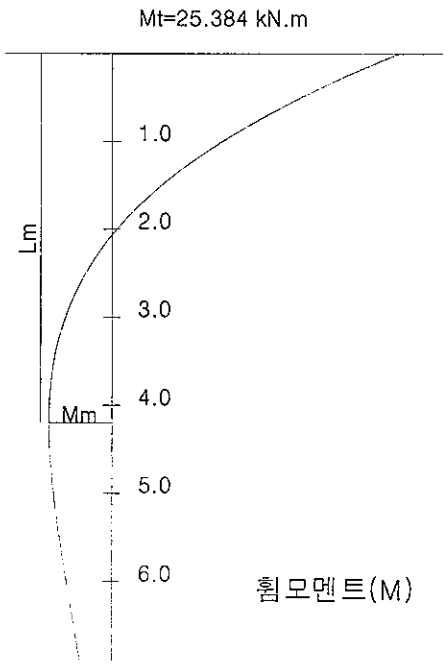
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.575 kN.m, 4.201 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.002 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.002 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	25.384	-19.174	1.002	
0.460	17.324	-15.888	0.969	
0.920	10.740	-12.777	0.899	
1.380	5.527	-9.943	0.805	
1.840	1.542	-7.441	0.699	
2.300	-1.375	-5.299	0.590	
2.760	-3.388	-3.515	0.484	
3.220	-4.661	-2.073	0.385	
3.680	-5.343	-0.945	0.296	
4.140	-5.572	-0.094	0.218	
4.600	-5.467	0.517	0.152	
5.060	-5.128	0.927	0.097	
5.520	-4.639	1.176	0.054	
5.980	-4.066	1.296	0.020	
6.440	-3.461	1.319	-0.005	
6.900	-2.863	1.272	-0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SV022

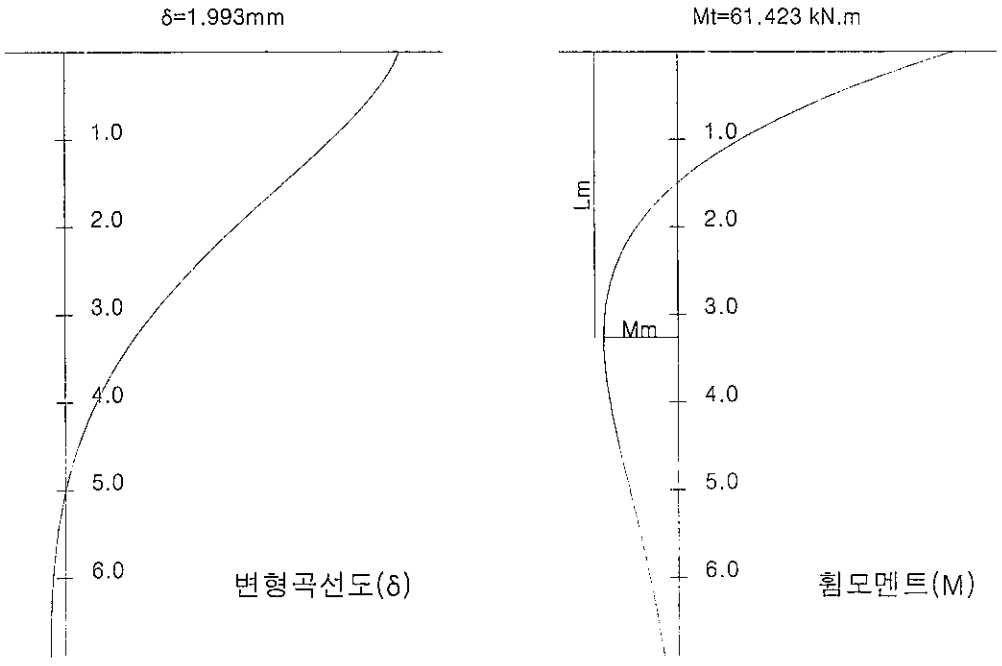
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.463 kN.m, 3.263 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.993 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.993 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	61.423	-62.092	1.993	
0.460	36.069	-48.313	1.850	
0.920	16.769	-35.865	1.628	
1.380	2.806	-25.149	1.370	
1.840	-6.658	-16.316	1.105	
2.300	-12.489	-9.337	0.854	
2.760	-15.510	-4.064	0.629	
3.220	-16.457	-0.284	0.436	
3.680	-15.963	2.245	0.278	
4.140	-14.546	3.772	0.155	
4.600	-12.611	4.528	0.062	
5.060	-10.466	4.721	-0.004	
5.520	-8.327	4.528	-0.047	
5.980	-6.338	4.090	-0.073	
6.440	-4.584	3.520	-0.085	
6.900	-3.107	2.901	-0.087	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

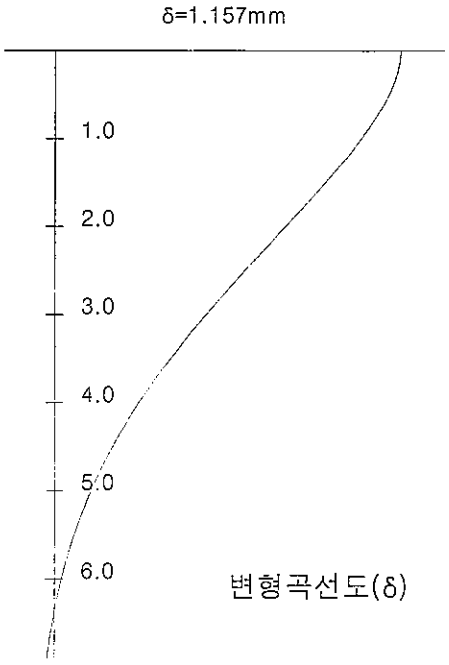
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

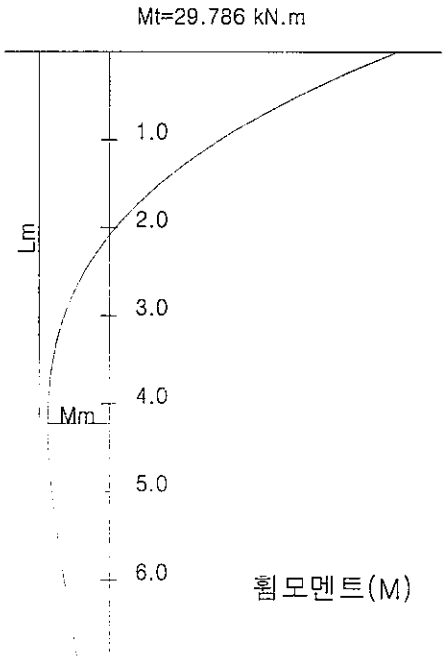
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.438 kN.m, 4.223 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.157 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.157 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.786	-22.319	1.157	
0.460	20.398	-18.518	1.122	
0.920	12.719	-14.915	1.042	
1.380	6.628	-11.625	0.935	
1.840	1.965	-8.718	0.814	
2.300	-1.456	-6.224	0.688	
2.760	-3.825	-4.145	0.565	
3.220	-5.330	-2.462	0.450	
3.680	-6.146	-1.144	0.346	
4.140	-6.432	-0.148	0.255	
4.600	-6.325	0.569	0.179	
5.060	-5.944	1.053	0.115	
5.520	-5.385	1.348	0.064	
5.980	-4.727	1.493	0.025	
6.440	-4.029	1.524	-0.004	
6.900	-3.337	1.473	-0.025	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UL010

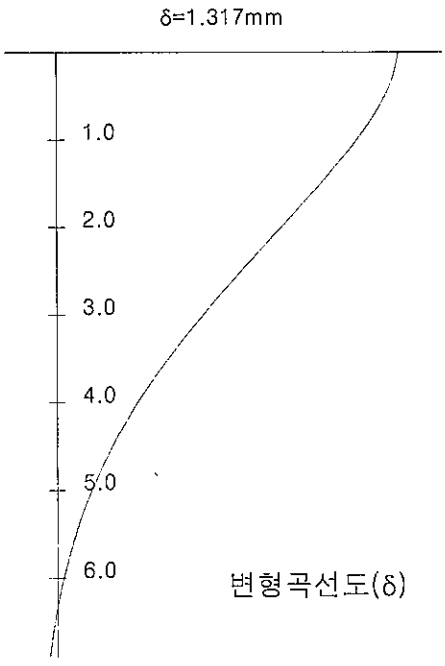
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

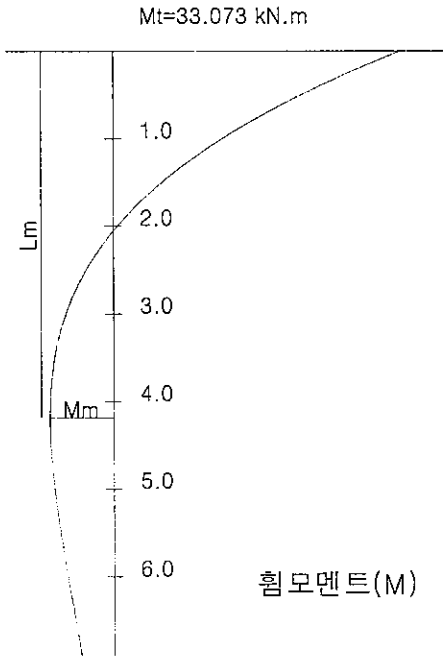
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.332 kN.m, 4.189 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.317 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.317 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	33.073	-25.099	1.317	
0.460	22.527	-20.781	1.272	
0.920	13.918	-16.699	1.179	
1.380	7.107	-12.982	1.055	
1.840	1.907	-9.705	0.916	
2.300	-1.894	-6.899	0.773	
2.760	-4.513	-4.566	0.633	
3.220	-6.163	-2.681	0.503	
3.680	-7.042	-1.208	0.386	
4.140	-7.330	-0.099	0.284	
4.600	-7.181	0.697	0.198	
5.060	-6.729	1.231	0.126	
5.520	-6.081	1.552	0.069	
5.980	-5.326	1.707	0.025	
6.440	-4.531	1.734	-0.007	
6.900	-3.745	1.670	-0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉢ COMBO 3 : UE012

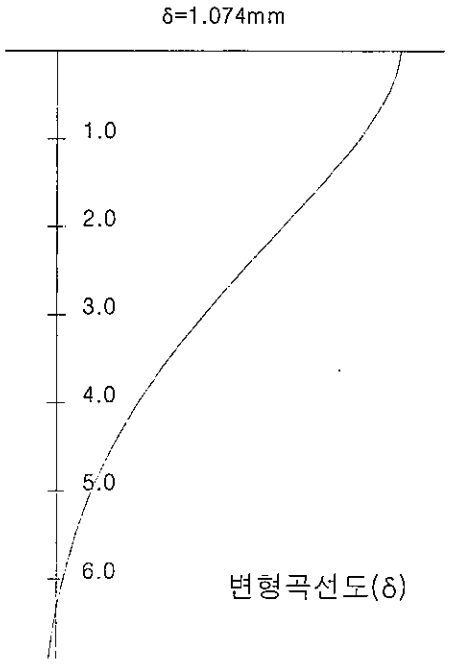
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

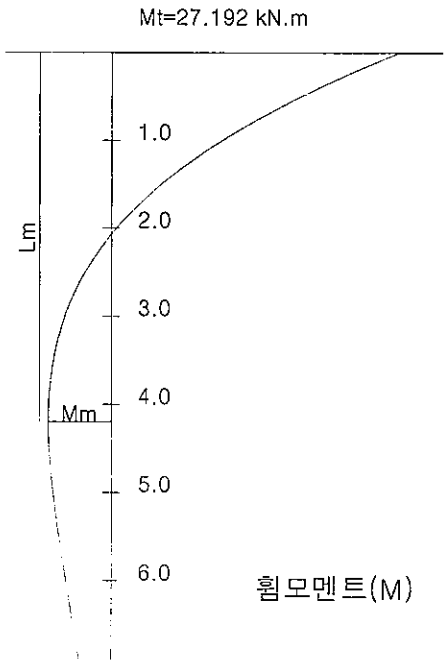
- 최대모멘트 및 깊이 : -5.977 kN.m, 4.200 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.074 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.074 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	27.192	-20.548	1.074	
0.460	18.555	-17.025	1.039	
0.920	11.500	-13.691	0.963	
1.380	5.914	-10.653	0.863	
1.840	1.645	-7.972	0.750	
2.300	-1.479	-5.676	0.633	
2.760	-3.636	-3.764	0.519	
3.220	-4.999	-2.219	0.413	
3.680	-5.729	-1.010	0.317	
4.140	-5.974	-0.099	0.233	
4.600	-5.860	0.555	0.163	
5.060	-5.496	0.995	0.104	
5.520	-4.971	1.261	0.058	
5.980	-4.357	1.389	0.022	
6.440	-3.709	1.414	-0.005	
6.900	-3.068	1.363	-0.024	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : UL022

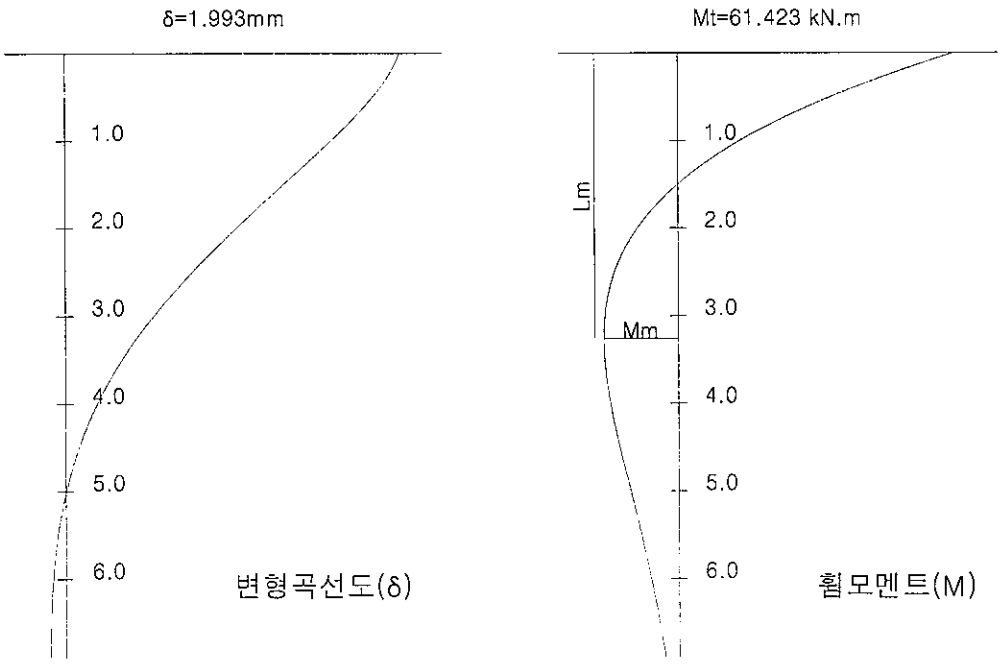
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.463 kN.m, 3.263 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.993 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.993 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	61.423	-62.092	1.993	
0.460	36.069	-48.313	1.850	
0.920	16.769	-35.865	1.628	
1.380	2.806	-25.149	1.370	
1.840	-6.658	-16.316	1.105	
2.300	-12.489	-9.337	0.854	
2.760	-15.510	-4.064	0.629	
3.220	-16.457	-0.284	0.436	
3.680	-15.963	2.245	0.278	
4.140	-14.546	3.772	0.155	
4.600	-12.611	4.528	0.062	
5.060	-10.466	4.721	-0.004	
5.520	-8.327	4.528	-0.047	
5.980	-6.338	4.090	-0.073	
6.440	-4.584	3.520	-0.085	
6.900	-3.107	2.901	-0.087	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i + K_2\sin\theta_i\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2+K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\}$	95928152.2	95928152.2
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0020522	0.0013247	0.0000083	COMBO 1	0.0022708	0.0018817	0.0000009
COMBO 2	0.0019644	0.0013192	0.0000099	COMBO 2	0.0025537	0.0017150	0.0000128
COMBO 3	0.0019508	0.0011819	0.0000065	COMBO 3	0.0020906	0.0011861	0.0000072
COMBO 4	0.0035597	0.0011536	0.0001585	COMBO 4	0.0035597	0.0011536	0.0001585

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.560 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0020522	0.0013559	0.0000083	424.703	20.170	0.000
	2	0.0020522	0.0013455	0.0000083	421.446	20.170	0.000
	3	0.0020522	0.0013351	0.0000083	418.188	20.170	0.000
	4	0.0020522	0.0013247	0.0000083	414.931	20.170	0.000
	5	0.0020522	0.0013143	0.0000083	411.674	20.170	0.000
	6	0.0020522	0.0013039	0.0000083	408.417	20.170	0.000
	7	0.0020522	0.0012935	0.0000083	405.160	20.170	0.000
COMBO 2	1	0.0019644	0.0013562	0.0000099	424.809	19.307	0.000
	2	0.0019644	0.0013439	0.0000099	420.945	19.307	0.000
	3	0.0019644	0.0013315	0.0000099	417.081	19.307	0.000
	4	0.0019644	0.0013192	0.0000099	413.217	19.307	0.000
	5	0.0019644	0.0013069	0.0000099	409.353	19.307	0.000
	6	0.0019644	0.0012945	0.0000099	405.489	19.307	0.000
	7	0.0019644	0.0012822	0.0000099	401.625	19.307	0.000
COMBO 3	1	0.0019508	0.0012062	0.0000065	377.816	19.174	0.000
	2	0.0019508	0.0011981	0.0000065	375.279	19.174	0.000
	3	0.0019508	0.0011900	0.0000065	372.742	19.174	0.000
	4	0.0019508	0.0011819	0.0000065	370.205	19.174	0.000
	5	0.0019508	0.0011738	0.0000065	367.668	19.174	0.000
	6	0.0019508	0.0011657	0.0000065	365.131	19.174	0.000
	7	0.0019508	0.0011576	0.0000065	362.594	19.174	0.000
COMBO 4	1	0.0035597	0.0017479	0.0001585	547.491	62.092	0.000
	2	0.0035597	0.0015498	0.0001585	485.445	62.092	0.000
	3	0.0035597	0.0013517	0.0001585	423.399	62.092	0.000
	4	0.0035597	0.0011536	0.0001585	361.353	62.092	0.000
	5	0.0035597	0.0009555	0.0001585	299.307	62.092	0.000
	6	0.0035597	0.0007575	0.0001585	237.261	62.092	0.000
	7	0.0035597	0.0005594	0.0001585	175.215	62.092	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0022708	0.0018849	0.0000009	590.423	22.319	0.000
	2	0.0022708	0.0018838	0.0000009	590.082	22.319	0.000
	3	0.0022708	0.0018827	0.0000009	589.742	22.319	0.000
	4	0.0022708	0.0018817	0.0000009	589.401	22.319	0.000
	5	0.0022708	0.0018806	0.0000009	589.060	22.319	0.000
	6	0.0022708	0.0018795	0.0000009	588.719	22.319	0.000
	7	0.0022708	0.0018784	0.0000009	588.378	22.319	0.000
COMBO 2	1	0.0025537	0.0017631	0.0000128	552.252	25.099	0.000
	2	0.0025537	0.0017470	0.0000128	547.229	25.099	0.000
	3	0.0025537	0.0017310	0.0000128	542.206	25.099	0.000
	4	0.0025537	0.0017150	0.0000128	537.182	25.099	0.000
	5	0.0025537	0.0016989	0.0000128	532.159	25.099	0.000
	6	0.0025537	0.0016829	0.0000128	527.136	25.099	0.000
	7	0.0025537	0.0016668	0.0000128	522.112	25.099	0.000
COMBO 3	1	0.0020906	0.0012132	0.0000072	380.014	20.548	0.000
	2	0.0020906	0.0012042	0.0000072	377.183	20.548	0.000
	3	0.0020906	0.0011951	0.0000072	374.353	20.548	0.000
	4	0.0020906	0.0011861	0.0000072	371.522	20.548	0.000
	5	0.0020906	0.0011770	0.0000072	368.691	20.548	0.000
	6	0.0020906	0.0011680	0.0000072	365.861	20.548	0.000
	7	0.0020906	0.0011590	0.0000072	363.030	20.548	0.000
COMBO 4	1	0.0035597	0.0017479	0.0001585	547.491	62.092	0.000
	2	0.0035597	0.0015498	0.0001585	485.445	62.092	0.000
	3	0.0035597	0.0013517	0.0001585	423.399	62.092	0.000
	4	0.0035597	0.0011536	0.0001585	361.353	62.092	0.000
	5	0.0035597	0.0009555	0.0001585	299.307	62.092	0.000
	6	0.0035597	0.0007575	0.0001585	237.261	62.092	0.000
	7	0.0035597	0.0005594	0.0001585	175.215	62.092	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	424.703	20.170	0.000	7
	2	2.500	0	421.446	20.170	0.000	7
	3	1.250	0	418.188	20.170	0.000	7
	4	0.000	0	414.931	20.170	0.000	7
	5	-1.250	0	411.674	20.170	0.000	7
	6	-2.500	0	408.417	20.170	0.000	7
	7	-3.750	0	405.160	20.170	0.000	7
	계			20331.629	988.323	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	424.809	19.307	0.000	7
	2	2.500	0	420.945	19.307	0.000	7
	3	1.250	0	417.081	19.307	0.000	7
	4	0.000	0	413.217	19.307	0.000	7
	5	-1.250	0	409.353	19.307	0.000	7
	6	-2.500	0	405.489	19.307	0.000	7
	7	-3.750	0	401.625	19.307	0.000	7
	계			20247.639	946.055	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	377.816	19.174	0.000	7
	2	2.500	0	375.279	19.174	0.000	7
	3	1.250	0	372.742	19.174	0.000	7
	4	0.000	0	370.205	19.174	0.000	7
	5	-1.250	0	367.668	19.174	0.000	7
	6	-2.500	0	365.131	19.174	0.000	7
	7	-3.750	0	362.594	19.174	0.000	7
	계			18140.047	939.530	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	547.491	62.092	0.000	7
	2	2.500	0	485.445	62.092	0.000	7
	3	1.250	0	423.399	62.092	0.000	7
	4	0.000	0	361.353	62.092	0.000	7
	5	-1.250	0	299.307	62.092	0.000	7
	6	-2.500	0	237.261	62.092	0.000	7
	7	-3.750	0	175.215	62.092	0.000	7
	계			17706.303	3042.518	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	590.423	22.319	0.000	7
	2	2.500	0	590.082	22.319	0.000	7
	3	1.250	0	589.742	22.319	0.000	7
	4	0.000	0	589.401	22.319	0.000	7
	5	-1.250	0	589.060	22.319	0.000	7
	6	-2.500	0	588.719	22.319	0.000	7
	7	-3.750	0	588.378	22.319	0.000	7
	계			28880.630	1093.623	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	552.252	25.099	0.000	7
	2	2.500	0	547.229	25.099	0.000	7
	3	1.250	0	542.206	25.099	0.000	7
	4	0.000	0	537.182	25.099	0.000	7
	5	-1.250	0	532.159	25.099	0.000	7
	6	-2.500	0	527.136	25.099	0.000	7
	7	-3.750	0	522.112	25.099	0.000	7
	계			26321.931	1229.871	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	380.014	20.548	0.000	7
	2	2.500	0	377.183	20.548	0.000	7
	3	1.250	0	374.353	20.548	0.000	7
	4	0.000	0	371.522	20.548	0.000	7
	5	-1.250	0	368.691	20.548	0.000	7
	6	-2.500	0	365.861	20.548	0.000	7
	7	-3.750	0	363.030	20.548	0.000	7
	계			18204.576	1006.835	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	547.491	62.092	0.000	7
	2	2.500	0	485.445	62.092	0.000	7
	3	1.250	0	423.399	62.092	0.000	7
	4	0.000	0	361.353	62.092	0.000	7
	5	-1.250	0	299.307	62.092	0.000	7
	6	-2.500	0	237.261	62.092	0.000	7
	7	-3.750	0	175.215	62.092	0.000	7
	계			17706.303	3042.518	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV008

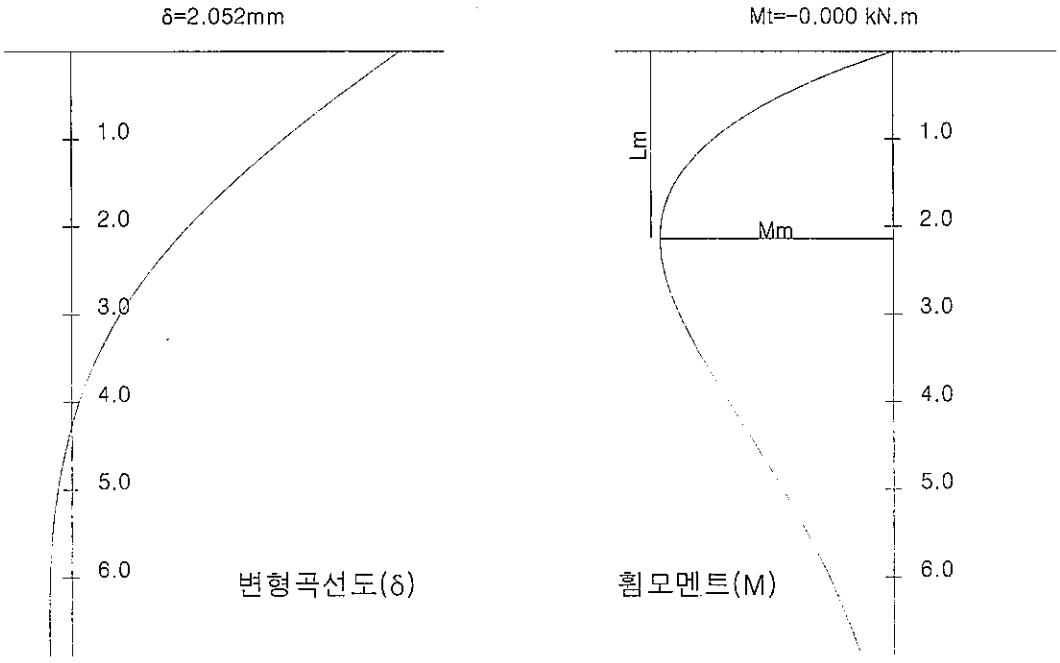
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.698 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.052 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.052 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-20.170	2.052	
0.460	-7.798	-13.925	1.708	
0.920	-12.983	-8.800	1.381	
1.380	-16.055	-4.720	1.080	
1.840	-17.470	-1.583	0.814	
2.300	-17.637	0.731	0.585	
2.760	-16.905	2.346	0.393	
3.220	-15.567	3.384	0.238	
3.680	-13.862	3.962	0.115	
4.140	-11.977	4.182	0.022	
4.600	-10.055	4.138	-0.045	
5.060	-8.199	3.906	-0.091	
5.520	-6.480	3.553	-0.119	
5.980	-4.941	3.129	-0.134	
6.440	-3.605	2.676	-0.138	
6.900	-2.479	2.224	-0.134	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : SV010

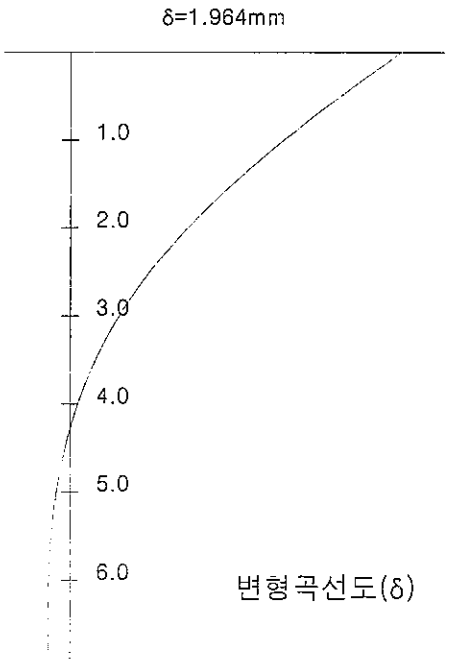
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

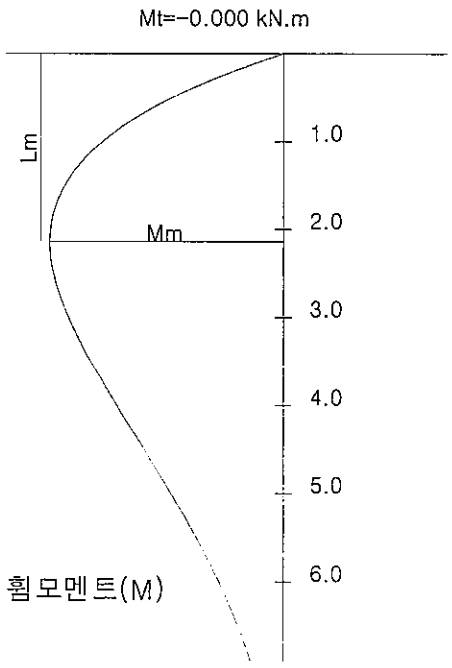
- 최대모멘트 및 깊이 : -16.941 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.964 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.964 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-19.307	1.964	
0.460	-7.465	-13.330	1.635	
0.920	-12.428	-8.424	1.322	
1.380	-15.368	-4.518	1.034	
1.840	-16.723	-1.515	0.779	
2.300	-16.883	0.700	0.560	
2.760	-16.182	2.245	0.376	
3.220	-14.902	3.240	0.227	
3.680	-13.269	3.792	0.110	
4.140	-11.465	4.003	0.021	
4.600	-9.625	3.961	-0.043	
5.060	-7.848	3.739	-0.087	
5.520	-6.203	3.401	-0.114	
5.980	-4.730	2.996	-0.128	
6.440	-3.451	2.562	-0.132	
6.900	-2.373	2.129	-0.128	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : SV012

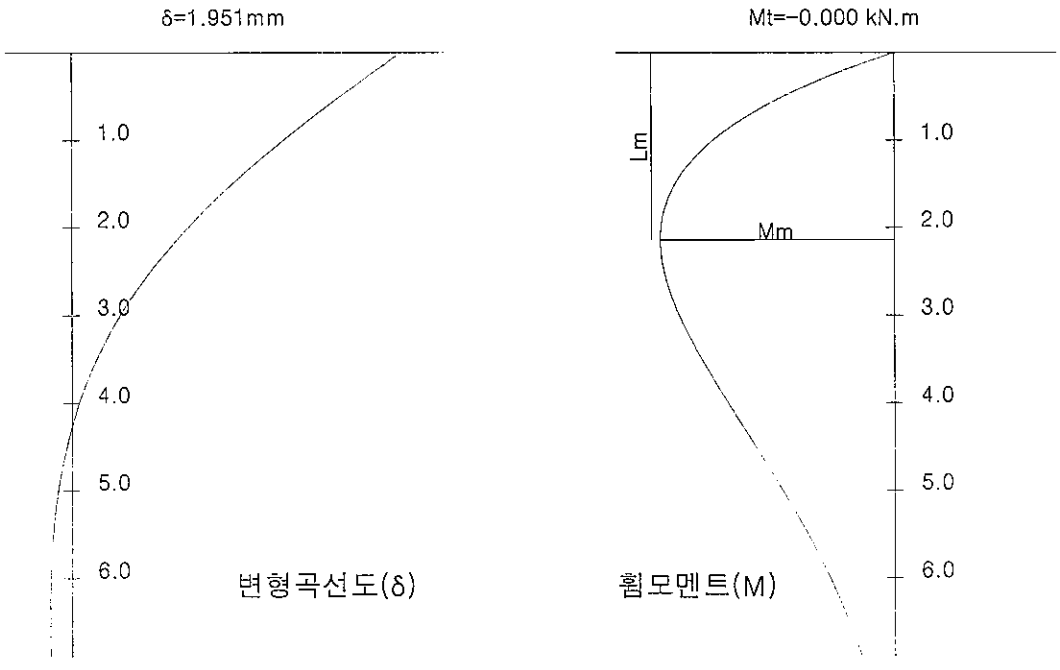
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.824 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.951 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.951 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-19.174	1.951	
0.460	-7.413	-13.238	1.624	
0.920	-12.342	-8.366	1.313	
1.380	-15.262	-4.487	1.027	
1.840	-16.608	-1.505	0.774	
2.300	-16.766	0.695	0.556	
2.760	-16.071	2.230	0.374	
3.220	-14.799	3.217	0.226	
3.680	-13.178	3.766	0.109	
4.140	-11.386	3.976	0.021	
4.600	-9.559	3.933	-0.043	
5.060	-7.794	3.714	-0.086	
5.520	-6.160	3.378	-0.113	
5.980	-4.697	2.975	-0.127	
6.440	-3.427	2.544	-0.131	
6.900	-2.356	2.114	-0.127	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

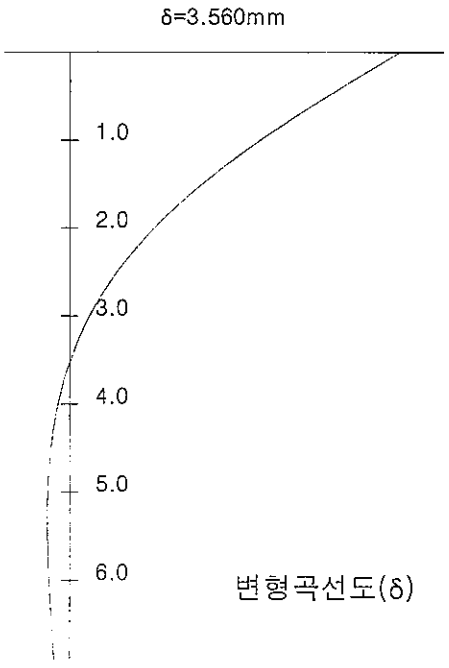
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

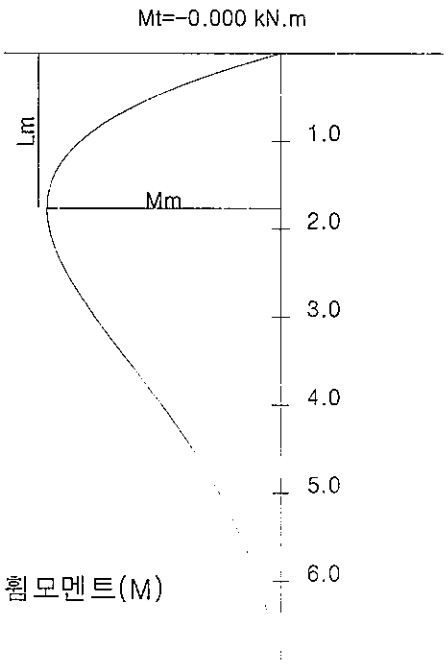
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.000 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.560 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.560 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-62.092	3.560	
0.460	-23.115	-39.263	2.840	
0.920	-36.888	-21.422	2.169	
1.380	-43.518	-8.111	1.575	
1.840	-44.951	1.283	1.073	
2.300	-42.835	7.434	0.666	
2.760	-38.506	11.012	0.351	
3.220	-33.003	12.637	0.117	
3.680	-27.095	12.853	-0.046	
4.140	-21.323	12.120	-0.151	
4.600	-16.034	10.806	-0.211	
5.060	-11.427	9.195	-0.236	
5.520	-7.587	7.498	-0.236	
5.980	-4.519	5.859	-0.221	
6.440	-2.173	4.371	-0.195	
6.900	-0.467	3.084	-0.165	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL001

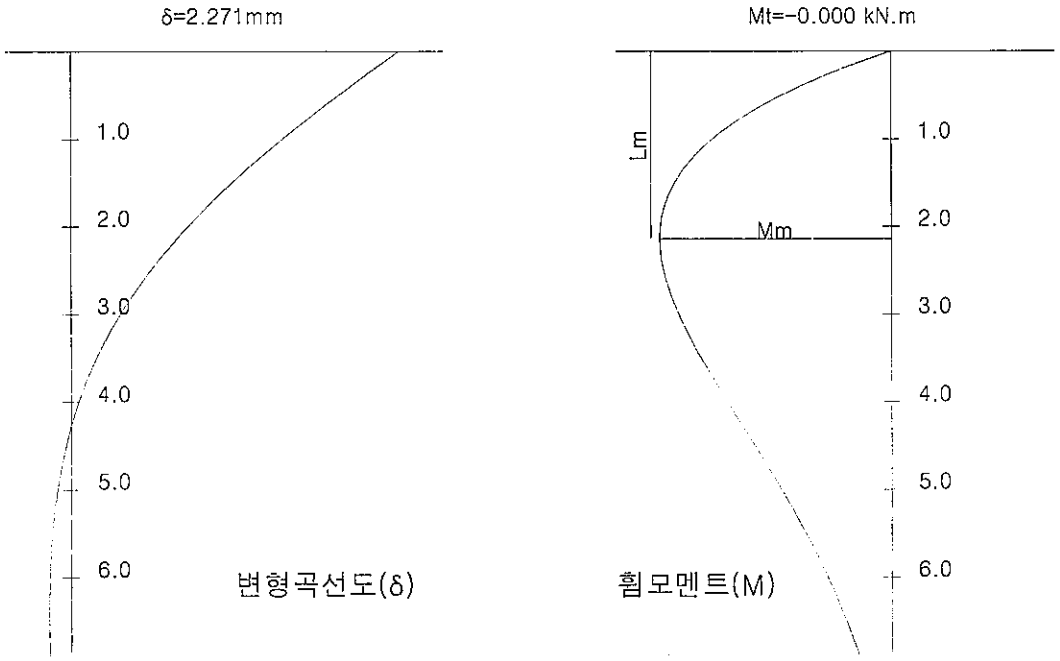
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.583 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.271 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.271 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-22.319	2.271	
0.460	-8.629	-15.409	1.890	
0.920	-14.366	-9.738	1.528	
1.380	-17.765	-5.223	1.196	
1.840	-19.332	-1.752	0.901	
2.300	-19.516	0.809	0.647	
2.760	-18.706	2.596	0.435	
3.220	-17.226	3.745	0.263	
3.680	-15.339	4.384	0.127	
4.140	-13.253	4.628	0.025	
4.600	-11.126	4.579	-0.050	
5.060	-9.073	4.323	-0.101	
5.520	-7.170	3.931	-0.132	
5.980	-5.468	3.463	-0.148	
6.440	-3.989	2.962	-0.152	
6.900	-2.743	2.461	-0.148	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : ULO10

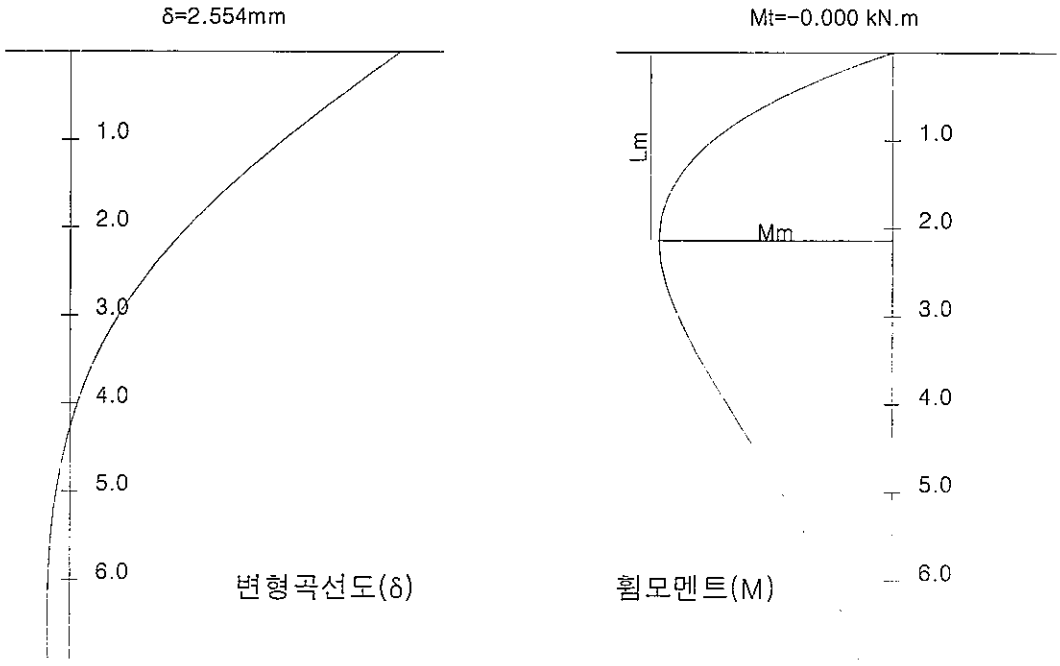
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.023 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.554 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.554 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-25.099	2.554	
0.460	-9.704	-17.329	2.126	
0.920	-16.156	-10.951	1.718	
1.380	-19.978	-5.874	1.344	
1.840	-21.740	-1.970	1.013	
2.300	-21.948	0.910	0.728	
2.760	-21.037	2.919	0.489	
3.220	-19.372	4.211	0.296	
3.680	-17.250	4.930	0.143	
4.140	-14.905	5.204	0.028	
4.600	-12.513	5.149	-0.056	
5.060	-10.203	4.861	-0.113	
5.520	-8.064	4.421	-0.148	
5.980	-6.149	3.894	-0.166	
6.440	-4.486	3.330	-0.171	
6.900	-3.085	2.768	-0.166	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE012

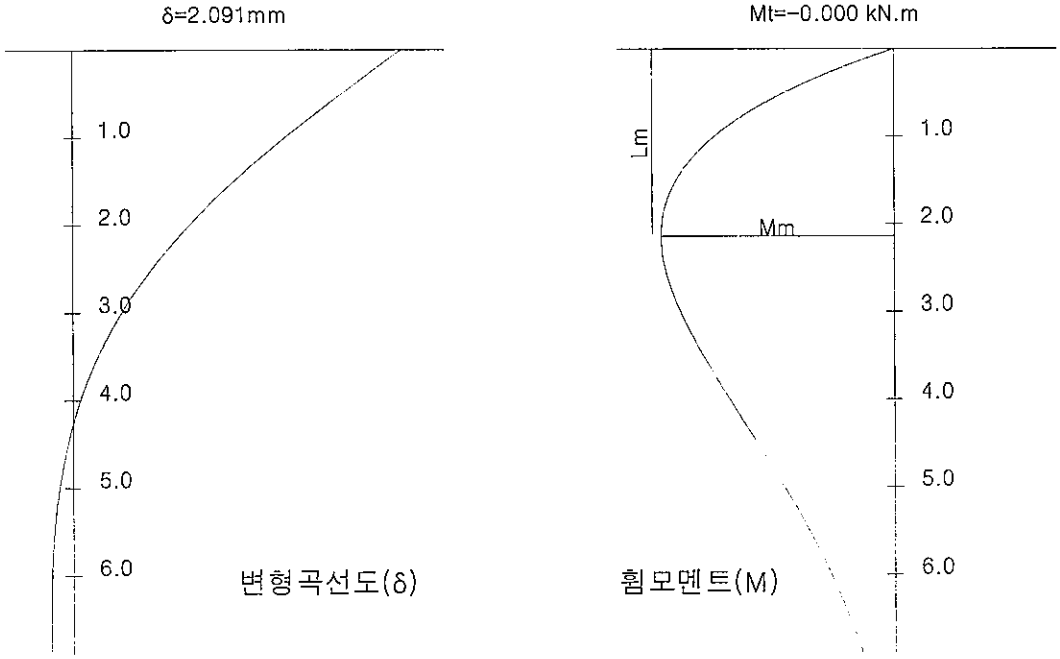
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -18.029 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.091 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.091 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-20.548	2.091	
0.460	-7.944	-14.186	1.740	
0.920	-13.226	-8.965	1.407	
1.380	-16.355	-4.809	1.101	
1.840	-17.798	-1.613	0.829	
2.300	-17.968	0.745	0.596	
2.760	-17.222	2.390	0.401	
3.220	-15.859	3.448	0.242	
3.680	-14.122	4.036	0.117	
4.140	-12.202	4.261	0.023	
4.600	-10.243	4.215	-0.046	
5.060	-8.353	3.980	-0.093	
5.520	-6.601	3.619	-0.121	
5.980	-5.034	3.188	-0.136	
6.440	-3.673	2.726	-0.140	
6.900	-2.525	2.266	-0.136	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : UL022

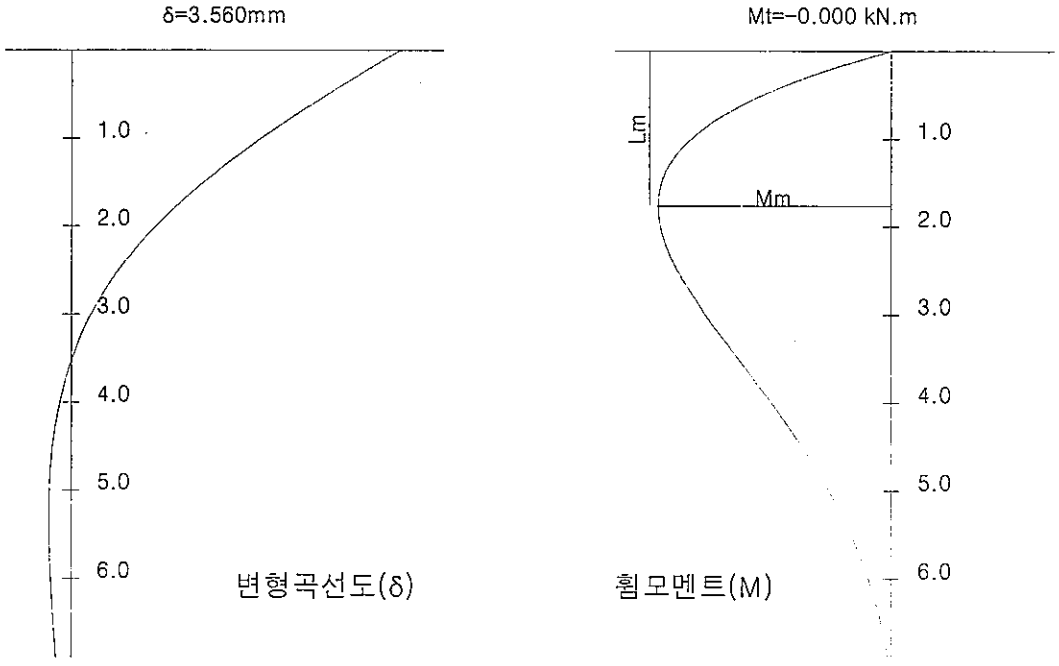
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.000 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.560 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.560 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-62.092	3.560	
0.460	-23.115	-39.263	2.840	
0.920	-36.888	-21.422	2.169	
1.380	-43.518	-8.111	1.575	
1.840	-44.951	1.283	1.073	
2.300	-42.835	7.434	0.666	
2.760	-38.506	11.012	0.351	
3.220	-33.003	12.637	0.117	
3.680	-27.095	12.853	-0.046	
4.140	-21.323	12.120	-0.151	
4.600	-16.034	10.806	-0.211	
5.060	-11.427	9.195	-0.236	
5.520	-7.587	7.498	-0.236	
5.980	-4.519	5.859	-0.221	
6.440	-2.173	4.371	-0.195	
6.900	-0.467	3.084	-0.165	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	-	-	-
1.571	13.000	사질토	3.600	26.000	147.030
1.571	50.000	사질토	3.000	100.000	471.239
계	-	-	-	-	618.270

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.0522 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.5597 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 618.270 + 10.92! = 217.015 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 618.270 + 10.92! = 320.060 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	440.692	389.170	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	424.703	405.160	1730.000	217.015	O.K
COMBO 2	FIX	440.074	386.360	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	424.809	401.625	1730.000	217.015	O.K
COMBO 3	FIX	393.047	347.363	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	377.816	362.594	1730.000	217.015	O.K
COMBO 4	FIX	584.345	138.361	2595.000	320.060	O.K
	HINGE	547.491	175.215	2595.000	320.060	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	440.692	26.649	10.856	28.00	5.476	0.00	O.K
	HINGE	424.703	17.698	9.805	28.00	6.232	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	440.074	25.441	10.728	28.00	5.592	0.00	O.K
	HINGE	424.809	16.941	9.729	28.00	6.309	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	393.047	25.384	10.289	28.00	5.164	0.00	O.K
	HINGE	377.816	16.824	9.285	28.00	5.888	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	584.345	61.423	15.690	42.00	3.289	-5.00	O.K
	HINGE	547.491	45.000	13.693	42.00	4.607	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

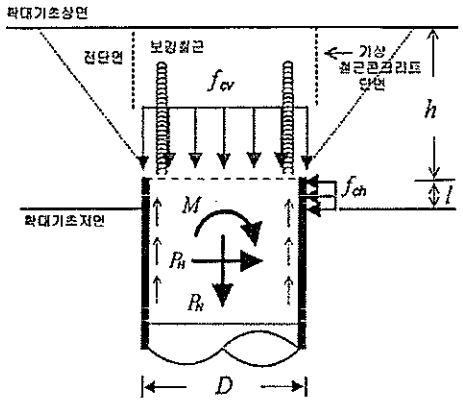
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	20.170	0.363	0.850	O.K
	HINGE	20.170	0.363	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	19.307	0.348	0.850	O.K
	HINGE	19.307	0.348	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	19.174	0.345	0.850	O.K
	HINGE	19.174	0.345	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	62.092	1.118	1.250	O.K
	HINGE	62.092	1.118	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 440692.0 / (π/4 x 500 ^{2})
= 2.244 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 584345.2 / (π/4 x 500 ^{2})
= 2.976 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (㎜)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 440692.0 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.031 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 584345.2 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.041 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 ㎜

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 20169.848 / (500 x 100)
= 0.403 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 62092.202 / (500 x 100)
= 1.242 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

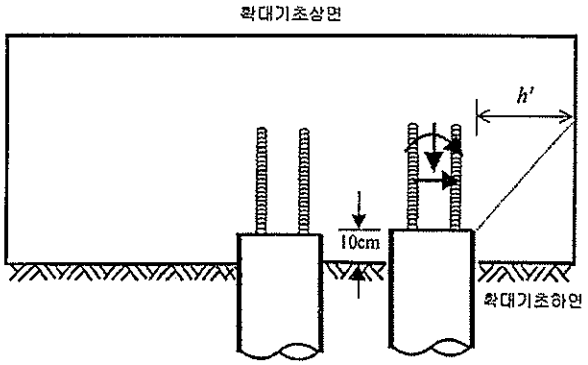
τh = 20169.848 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.034 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 62092.202 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.103 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi\left(0.85 f_{ck} A_1\right)$$

A1 : 재하면적 (㎟)
A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도
ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)
= 3154355.374 N ≥ PNmax = 608294.998 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)
bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)
= 18925182.566 N ≥ PNmax = 608294.998 N ∴ O.K

16. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa

콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa

유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa

콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2

환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4

환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3

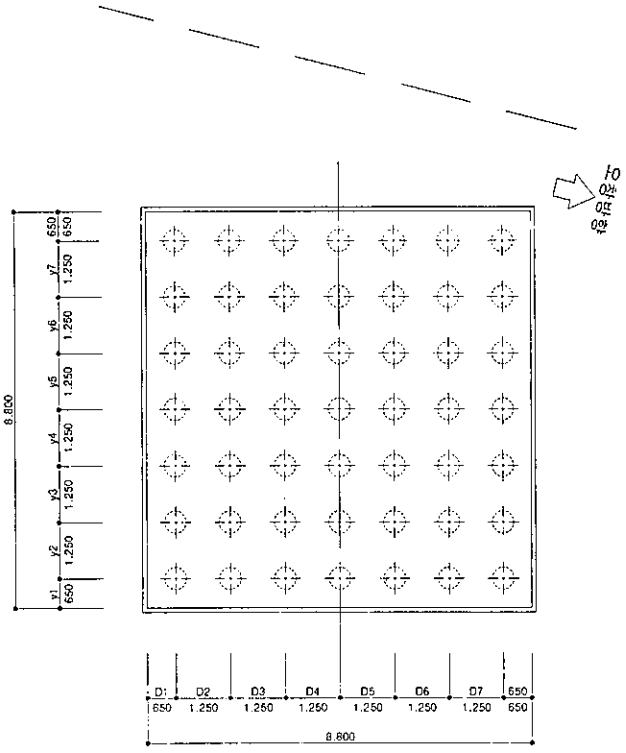
말뚝 머리의 평균 N치 N = 12

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20019.977	1002.027	4471.219	SV017
	COMBO 2	19935.514	1547.878	8712.547	SV020
	COMBO 3	17830.748	1554.403	8420.535	SV018
	COMBO 4	16769.524	1503.801	15482.041	SV022
계수하중	COMBO 1	28315.353	1733.063	8532.164	UL001
	COMBO 2	24919.392	1934.848	10890.684	UL020
	COMBO 3	17193.776	1728.450	9551.772	UE018
	COMBO 4	16769.524	1503.801	15482.041	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 12 = 14400 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.218	32723.12
2.218	2.551	18715.54
2.551	2.585	17760.44
2.585	2.588	17673.44
2.588	2.588	17665.31
2.588	2.588	17664.54
2.588	2.588	17664.47

Kh = 17664.47 kN/㎥

β = 0.386 m-1

βL = 0.386 x 6.9000 = 2.666 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β(m)	계산치 1/β(m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.865	65446.24
1.865	2.111	39944.23
2.111	2.135	38137.40
2.135	2.137	37972.26
2.137	2.138	37956.82
2.138	2.138	37955.37
2.138	2.138	37955.23

Kh = 37955.22 kN/㎥

β = 0.468 m-1

βL = 0.468 x 6.9000 = 3.228 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	22858.707	40567.658	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	29580.317	43359.907	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	29580.317	43359.907	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	76556.838	92688.690	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1120076.7	1987815.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1449435.6	-2124635.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99679437.2	100469898.0
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009709	0.0013044	0.0000590	COMBO 1	0.0016898	0.0018448	0.0001102
COMBO 2	0.0015237	0.0012989	0.0001096	COMBO 2	0.0019046	0.0016236	0.0001370
COMBO 3	0.0015258	0.0011617	0.0001067	COMBO 3	0.0016991	0.0011202	0.0001205
COMBO 4	0.0009425	0.0010926	0.0001740	COMBO 4	0.0009425	0.0010926	0.0001740

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.526 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009709	0.0015255	0.0000590	477.844	20.450	-24.205
	2	0.0009709	0.0014518	0.0000590	454.753	20.450	-24.205
	3	0.0009709	0.0013781	0.0000590	431.662	20.450	-24.205
	4	0.0009709	0.0013044	0.0000590	408.571	20.450	-24.205
	5	0.0009709	0.0012306	0.0000590	385.480	20.450	-24.205
	6	0.0009709	0.0011569	0.0000590	362.389	20.450	-24.205
	7	0.0009709	0.0010832	0.0000590	339.298	20.450	-24.205
COMBO 2	1	0.0015237	0.0017097	0.0001096	535.542	31.589	-36.684
	2	0.0015237	0.0015728	0.0001096	492.644	31.589	-36.684
	3	0.0015237	0.0014358	0.0001096	449.746	31.589	-36.684
	4	0.0015237	0.0012989	0.0001096	406.847	31.589	-36.684
	5	0.0015237	0.0011619	0.0001096	363.949	31.589	-36.684
	6	0.0015237	0.0010250	0.0001096	321.051	31.589	-36.684
	7	0.0015237	0.0008880	0.0001096	278.152	31.589	-36.684
COMBO 3	1	0.0015258	0.0015617	0.0001067	489.182	31.723	-36.968
	2	0.0015258	0.0014284	0.0001067	447.419	31.723	-36.968
	3	0.0015258	0.0012951	0.0001067	405.656	31.723	-36.968
	4	0.0015258	0.0011617	0.0001067	363.893	31.723	-36.968
	5	0.0015258	0.0010284	0.0001067	322.130	31.723	-36.968
	6	0.0015258	0.0008951	0.0001067	280.367	31.723	-36.968
	7	0.0015258	0.0007617	0.0001067	238.604	31.723	-36.968
COMBO 4	1	0.0009425	0.0017452	0.0001740	546.653	30.690	-24.737
	2	0.0009425	0.0015277	0.0001740	478.514	30.690	-24.737
	3	0.0009425	0.0013101	0.0001740	410.375	30.690	-24.737
	4	0.0009425	0.0010926	0.0001740	342.235	30.690	-24.737
	5	0.0009425	0.0008750	0.0001740	274.096	30.690	-24.737
	6	0.0009425	0.0006575	0.0001740	205.956	30.690	-24.737
	7	0.0009425	0.0004400	0.0001740	137.817	30.690	-24.737

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0016898	0.0022580	0.0001102	707.271	35.369	-41.552
	2	0.0016898	0.0021202	0.0001102	664.135	35.369	-41.552
	3	0.0016898	0.0019825	0.0001102	621.000	35.369	-41.552
	4	0.0016898	0.0018448	0.0001102	577.864	35.369	-41.552
	5	0.0016898	0.0017071	0.0001102	534.729	35.369	-41.552
	6	0.0016898	0.0015694	0.0001102	491.593	35.369	-41.552
	7	0.0016898	0.0014317	0.0001102	448.458	35.369	-41.552
COMBO 2	1	0.0019046	0.0021371	0.0001370	669.428	39.487	-45.855
	2	0.0019046	0.0019660	0.0001370	615.805	39.487	-45.855
	3	0.0019046	0.0017948	0.0001370	562.182	39.487	-45.855
	4	0.0019046	0.0016236	0.0001370	508.559	39.487	-45.855
	5	0.0019046	0.0014524	0.0001370	454.936	39.487	-45.855
	6	0.0019046	0.0012812	0.0001370	401.313	39.487	-45.855
	7	0.0019046	0.0011100	0.0001370	347.690	39.487	-45.855
COMBO 3	1	0.0016991	0.0015722	0.0001205	492.474	35.274	-41.033
	2	0.0016991	0.0014216	0.0001205	445.280	35.274	-41.033
	3	0.0016991	0.0012709	0.0001205	398.087	35.274	-41.033
	4	0.0016991	0.0011202	0.0001205	350.893	35.274	-41.033
	5	0.0016991	0.0009696	0.0001205	303.700	35.274	-41.033
	6	0.0016991	0.0008189	0.0001205	256.506	35.274	-41.033
	7	0.0016991	0.0006682	0.0001205	209.313	35.274	-41.033
COMBO 4	1	0.0009425	0.0017452	0.0001740	546.653	30.690	-24.737
	2	0.0009425	0.0015277	0.0001740	478.514	30.690	-24.737
	3	0.0009425	0.0013101	0.0001740	410.375	30.690	-24.737
	4	0.0009425	0.0010926	0.0001740	342.235	30.690	-24.737
	5	0.0009425	0.0008750	0.0001740	274.096	30.690	-24.737
	6	0.0009425	0.0006575	0.0001740	205.956	30.690	-24.737
	7	0.0009425	0.0004400	0.0001740	137.817	30.690	-24.737

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	477.844	20.450	-24.205	7
	2	2.500	0	454.753	20.450	-24.205	7
	3	1.250	0	431.662	20.450	-24.205	7
	4	0.000	0	408.571	20.450	-24.205	7
	5	-1.250	0	385.480	20.450	-24.205	7
	6	-2.500	0	362.389	20.450	-24.205	7
	7	-3.750	0	339.298	20.450	-24.205	7
	계			20019.977	1002.027	4471.219	49
COMBO 2	1	3.750	0	535.542	31.589	-36.684	7
	2	2.500	0	492.644	31.589	-36.684	7
	3	1.250	0	449.746	31.589	-36.684	7
	4	0.000	0	406.847	31.589	-36.684	7
	5	-1.250	0	363.949	31.589	-36.684	7
	6	-2.500	0	321.051	31.589	-36.684	7
	7	-3.750	0	278.152	31.589	-36.684	7
	계			19935.514	1547.878	8712.547	49
COMBO 3	1	3.750	0	489.182	31.723	-36.968	7
	2	2.500	0	447.419	31.723	-36.968	7
	3	1.250	0	405.656	31.723	-36.968	7
	4	0.000	0	363.893	31.723	-36.968	7
	5	-1.250	0	322.130	31.723	-36.968	7
	6	-2.500	0	280.367	31.723	-36.968	7
	7	-3.750	0	238.604	31.723	-36.968	7
	계			17830.748	1554.403	8420.535	49
COMBO 4	1	3.750	0	546.653	30.690	-24.737	7
	2	2.500	0	478.514	30.690	-24.737	7
	3	1.250	0	410.375	30.690	-24.737	7
	4	0.000	0	342.235	30.690	-24.737	7
	5	-1.250	0	274.096	30.690	-24.737	7
	6	-2.500	0	205.956	30.690	-24.737	7
	7	-3.750	0	137.817	30.690	-24.737	7
	계			16769.524	1503.801	15482.041	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	707.271	35.369	-41.552	7
	2	2.500	0	664.135	35.369	-41.552	7
	3	1.250	0	621.000	35.369	-41.552	7
	4	0.000	0	577.864	35.369	-41.552	7
	5	-1.250	0	534.729	35.369	-41.552	7
	6	-2.500	0	491.593	35.369	-41.552	7
	7	-3.750	0	448.458	35.369	-41.552	7
	계			28315.353	1733.063	8532.164	49
COMBO 2	1	3.750	0	669.428	39.487	-45.855	7
	2	2.500	0	615.805	39.487	-45.855	7
	3	1.250	0	562.182	39.487	-45.855	7
	4	0.000	0	508.559	39.487	-45.855	7
	5	-1.250	0	454.936	39.487	-45.855	7
	6	-2.500	0	401.313	39.487	-45.855	7
	7	-3.750	0	347.690	39.487	-45.855	7
	계			24919.392	1934.848	10890.684	49
COMBO 3	1	3.750	0	492.474	35.274	-41.033	7
	2	2.500	0	445.280	35.274	-41.033	7
	3	1.250	0	398.087	35.274	-41.033	7
	4	0.000	0	350.893	35.274	-41.033	7
	5	-1.250	0	303.700	35.274	-41.033	7
	6	-2.500	0	256.506	35.274	-41.033	7
	7	-3.750	0	209.313	35.274	-41.033	7
	계			17193.776	1728.450	9551.772	49
COMBO 4	1	3.750	0	546.653	30.690	-24.737	7
	2	2.500	0	478.514	30.690	-24.737	7
	3	1.250	0	410.375	30.690	-24.737	7
	4	0.000	0	342.235	30.690	-24.737	7
	5	-1.250	0	274.096	30.690	-24.737	7
	6	-2.500	0	205.956	30.690	-24.737	7
	7	-3.750	0	137.817	30.690	-24.737	7
	계			16769.524	1503.801	15482.041	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV017

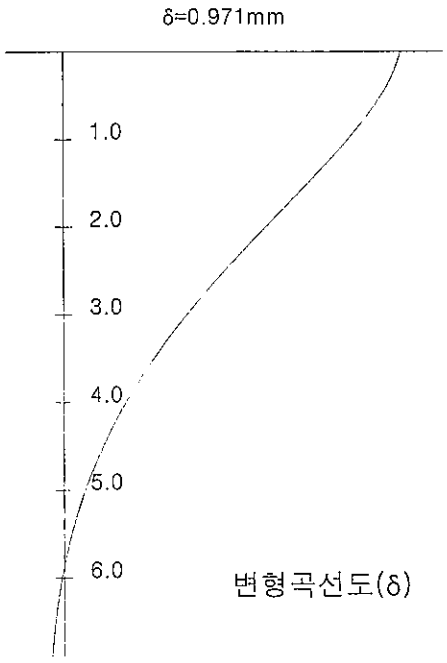
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

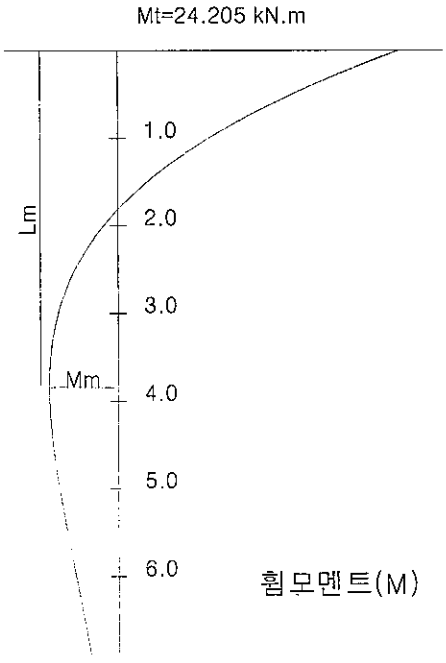
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.011 kN.m, 3.845 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.971 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.971 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.205	-20.450	0.971	
0.460	15.694	-16.592	0.921	
0.920	8.898	-13.010	0.838	
1.380	3.665	-9.812	0.735	
1.840	-0.196	-7.052	0.624	
2.300	-2.892	-4.744	0.513	
2.760	-4.629	-2.876	0.408	
3.220	-5.601	-1.415	0.313	
3.680	-5.986	-0.316	0.230	
4.140	-5.939	0.471	0.160	
4.600	-5.592	0.998	0.102	
5.060	-5.053	1.314	0.056	
5.520	-4.408	1.466	0.021	
5.980	-3.723	1.495	-0.005	
6.440	-3.046	1.437	-0.023	
6.900	-2.410	1.320	-0.034	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV020

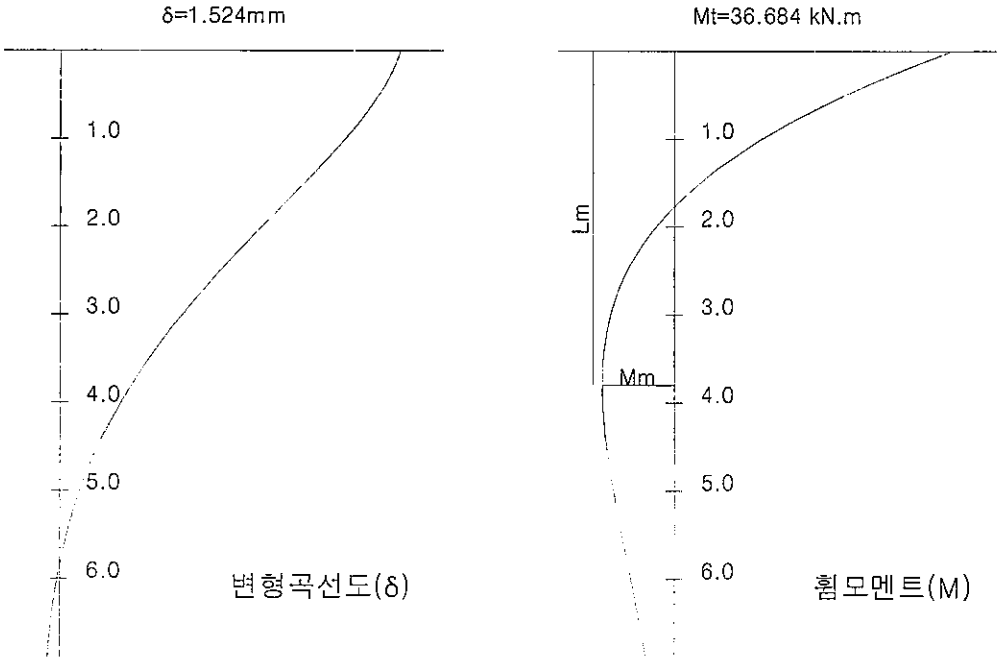
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.462 kN.m, 3.801 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.524 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.524 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	36.684	-31.589	1.524	
0.460	23.556	-25.549	1.439	
0.920	13.109	-19.965	1.304	
1.380	5.094	-14.995	1.140	
1.840	-0.793	-10.718	0.965	
2.300	-4.877	-7.155	0.791	
2.760	-7.481	-4.278	0.627	
3.220	-8.910	-2.036	0.479	
3.680	-9.441	-0.357	0.350	
4.140	-9.313	0.838	0.242	
4.600	-8.731	1.632	0.152	
5.060	-7.861	2.102	0.082	
5.520	-6.836	2.320	0.028	
5.980	-5.756	2.350	-0.011	
6.440	-4.694	2.247	-0.038	
6.900	-3.702	2.056	-0.055	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV018

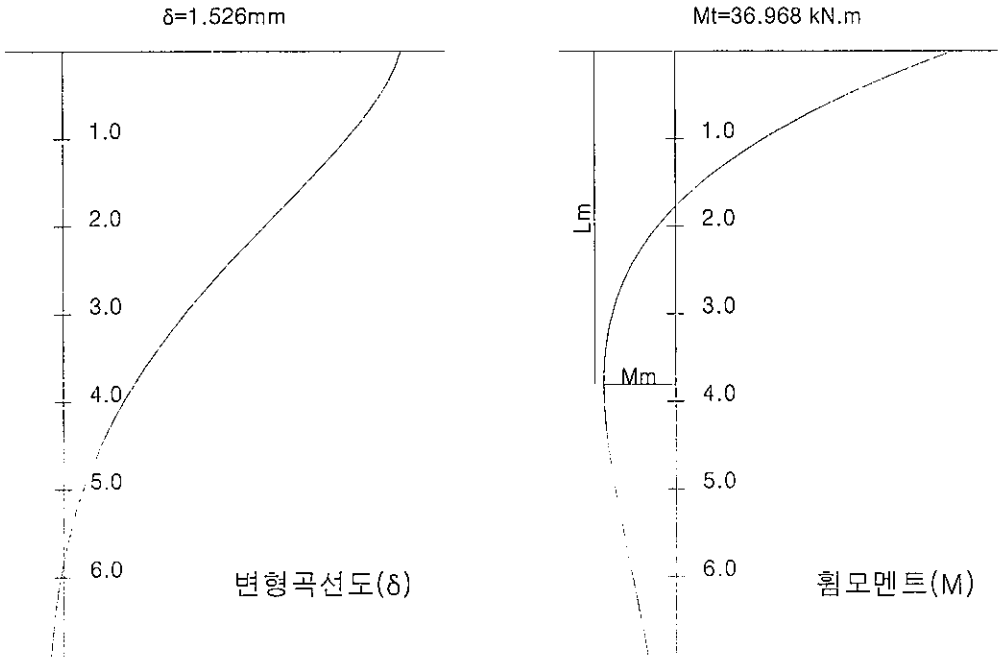
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.469 kN.m, 3.809 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.526 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.526 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	36.968	-31.723	1.526	
0.460	23.780	-25.672	1.442	
0.920	13.280	-20.073	1.307	
1.380	5.219	-15.088	1.144	
1.840	-0.707	-10.795	0.968	
2.300	-4.823	-7.216	0.794	
2.760	-7.452	-4.326	0.630	
3.220	-8.901	-2.072	0.482	
3.680	-9.445	-0.383	0.353	
4.140	-9.327	0.822	0.243	
4.600	-8.751	1.622	0.154	
5.060	-7.884	2.098	0.083	
5.520	-6.860	2.320	0.029	
5.980	-5.779	2.353	-0.010	
6.440	-4.716	2.251	-0.038	
6.900	-3.722	2.061	-0.055	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

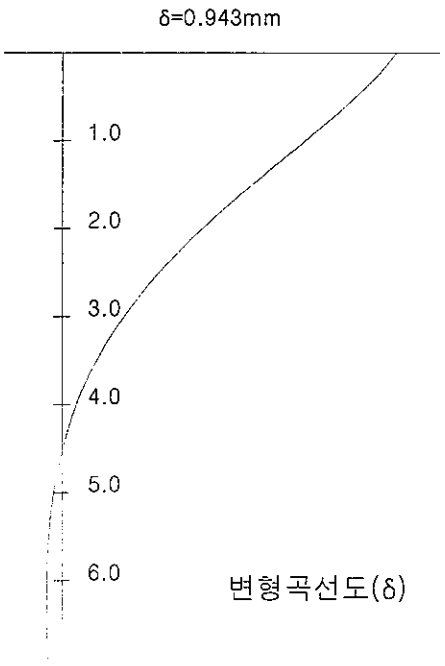
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

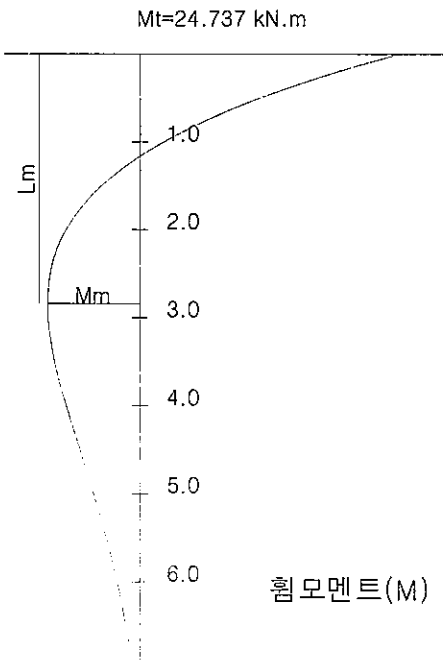
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.936 kN.m, 2.842 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.943 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.943 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.737	-30.690	0.943	
0.460	12.451	-22.878	0.841	
0.920	3.531	-16.089	0.712	
1.380	-2.532	-10.474	0.575	
1.840	-6.286	-6.040	0.443	
2.300	-8.257	-2.705	0.324	
2.760	-8.923	-0.335	0.222	
3.220	-8.689	1.231	0.140	
3.680	-7.888	2.158	0.076	
4.140	-6.778	2.599	0.028	
4.600	-5.550	2.692	-0.005	
5.060	-4.337	2.551	-0.026	
5.520	-3.225	2.269	-0.038	
5.980	-2.260	1.917	-0.042	
6.440	-1.464	1.544	-0.042	
6.900	-0.837	1.186	-0.039	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL001

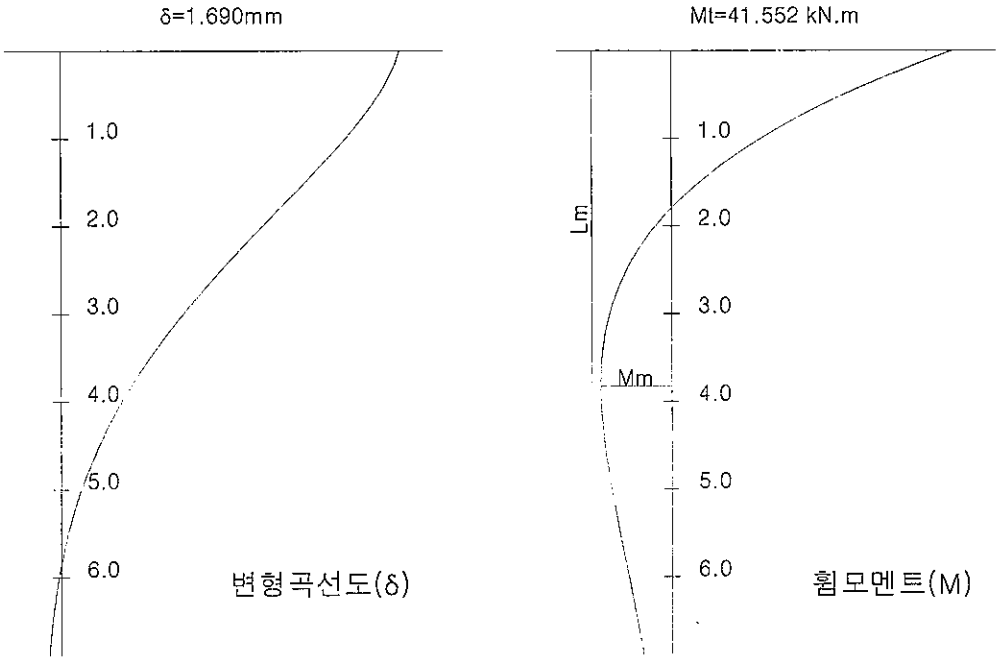
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.474 kN.m, 3.828 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.690 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.690 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	41.552	-35.369	1.690	
0.460	26.839	-28.661	1.600	
0.920	15.108	-22.443	1.453	
1.380	6.088	-16.899	1.273	
1.840	-0.556	-12.119	1.079	
2.300	-5.183	-8.129	0.886	
2.760	-8.152	-4.902	0.704	
3.220	-9.801	-2.381	0.540	
3.680	-10.439	-0.488	0.396	
4.140	-10.333	0.864	0.274	
4.600	-9.713	1.766	0.174	
5.060	-8.765	2.305	0.095	
5.520	-7.636	2.560	0.034	
5.980	-6.441	2.604	-0.010	
6.440	-5.263	2.497	-0.041	
6.900	-4.159	2.290	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : ULO20

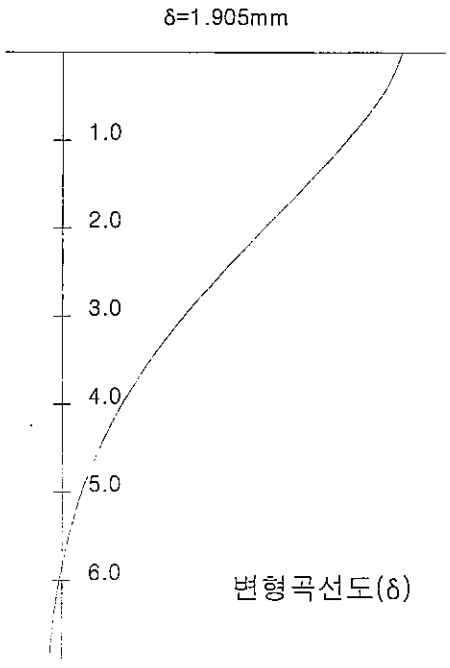
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

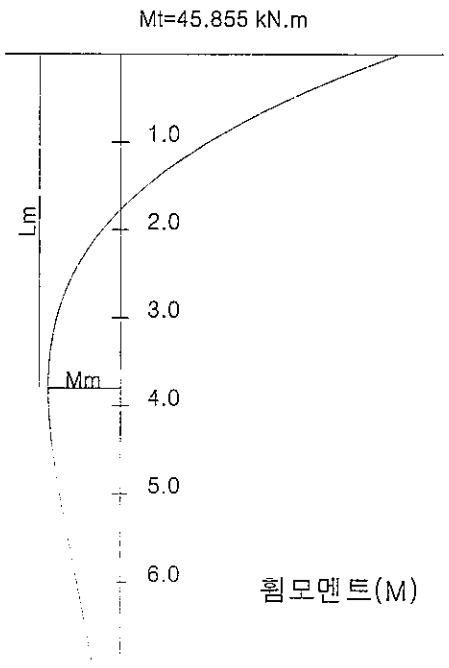
- 최대모멘트 및 깊이 : -11.827 kN.m, 3.801 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.905 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.905 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	45.855	-39.487	1.905	
0.460	29.445	-31.936	1.799	
0.920	16.386	-24.956	1.630	
1.380	6.367	-18.743	1.425	
1.840	-0.991	-13.398	1.206	
2.300	-6.096	-8.943	0.989	
2.760	-9.351	-5.348	0.784	
3.220	-11.138	-2.546	0.599	
3.680	-11.801	-0.447	0.438	
4.140	-11.641	1.048	0.302	
4.600	-10.914	2.040	0.190	
5.060	-9.827	2.627	0.102	
5.520	-8.545	2.900	0.035	
5.980	-7.195	2.938	-0.014	
6.440	-5.868	2.809	-0.047	
6.900	-4.628	2.570	-0.068	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : UE018

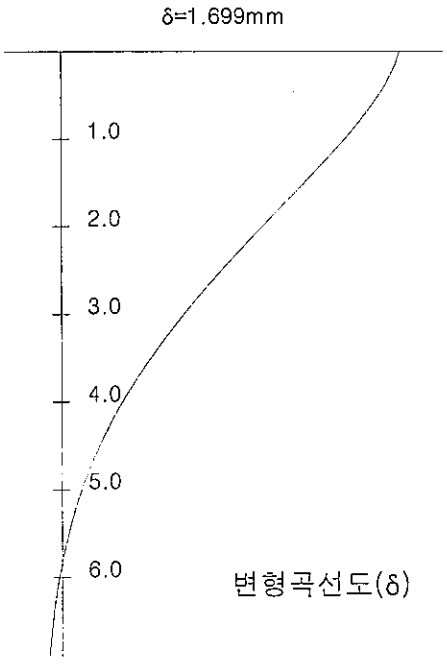
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

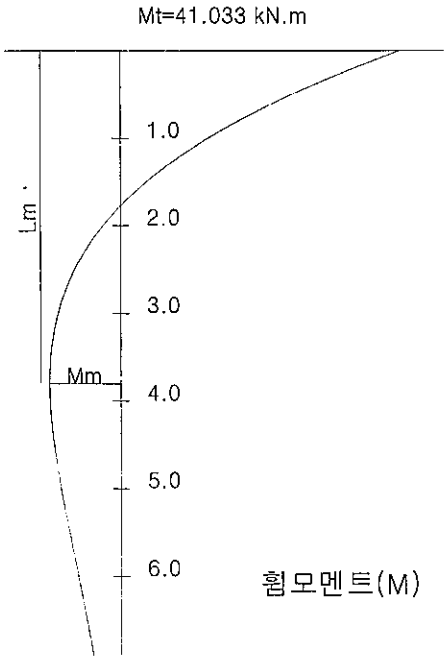
- 최대모멘트 및 깊이 : -10.548 kN.m, 3.805 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.699 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.699 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	41.033	-35.274	1.699	
0.460	26.371	-28.538	1.605	
0.920	14.700	-22.307	1.455	
1.380	5.744	-16.760	1.272	
1.840	-0.837	-11.986	1.077	
2.300	-5.405	-8.006	0.883	
2.760	-8.321	-4.794	0.701	
3.220	-9.924	-2.289	0.536	
3.680	-10.523	-0.412	0.392	
4.140	-10.386	0.925	0.270	
4.600	-9.741	1.813	0.171	
5.060	-8.773	2.340	0.092	
5.520	-7.631	2.585	0.032	
5.980	-6.427	2.620	-0.012	
6.440	-5.243	2.506	-0.042	
6.900	-4.136	2.294	-0.061	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : UL022

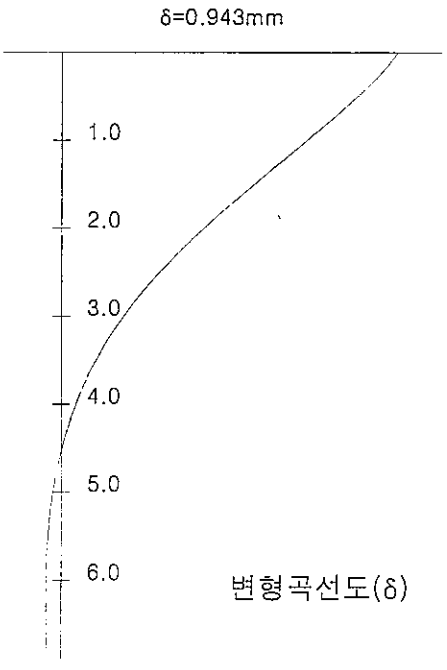
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

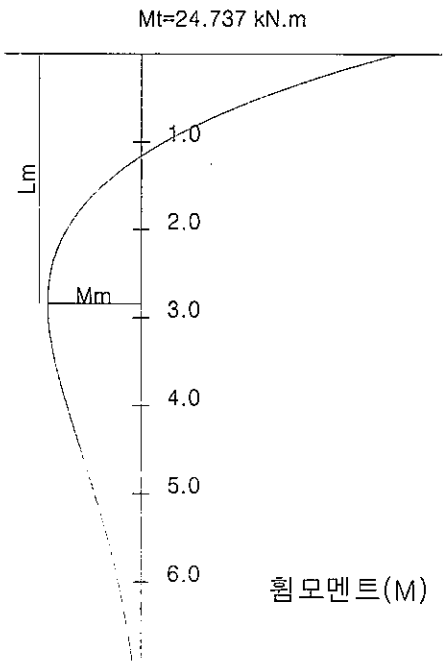
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.936 kN.m, 2.842 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.943 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.943 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.737	-30.690	0.943	
0.460	12.451	-22.878	0.841	
0.920	3.531	-16.089	0.712	
1.380	-2.532	-10.474	0.575	
1.840	-6.286	-6.040	0.443	
2.300	-8.257	-2.705	0.324	
2.760	-8.923	-0.335	0.222	
3.220	-8.689	1.231	0.140	
3.680	-7.888	2.158	0.076	
4.140	-6.778	2.599	0.028	
4.600	-5.550	2.692	-0.005	
5.060	-4.337	2.551	-0.026	
5.520	-3.225	2.269	-0.038	
5.980	-2.260	1.917	-0.042	
6.440	-1.464	1.544	-0.042	
6.900	-0.837	1.186	-0.039	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	11429.354	20283.829	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	560038.3	993907.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	95928152.2	95928152.2
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0017892	0.0013044	0.0000466	COMBO 1	0.0030945	0.0018448	0.0000889
COMBO 2	0.0027639	0.0012989	0.0000908	COMBO 2	0.0034548	0.0016236	0.0001135
COMBO 3	0.0027755	0.0011617	0.0000878	COMBO 3	0.0030863	0.0011202	0.0000996
COMBO 4	0.0015130	0.0010926	0.0001614	COMBO 4	0.0015130	0.0010926	0.0001614

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.776 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0017892	0.0014791	0.0000466	463.321	20.450	0.000
	2	0.0017892	0.0014209	0.0000466	445.071	20.450	0.000
	3	0.0017892	0.0013626	0.0000466	426.821	20.450	0.000
	4	0.0017892	0.0013044	0.0000466	408.571	20.450	0.000
	5	0.0017892	0.0012461	0.0000466	390.321	20.450	0.000
	6	0.0017892	0.0011878	0.0000466	372.071	20.450	0.000
	7	0.0017892	0.0011296	0.0000466	353.821	20.450	0.000
COMBO 2	1	0.0027639	0.0016394	0.0000908	513.531	31.589	0.000
	2	0.0027639	0.0015259	0.0000908	477.970	31.589	0.000
	3	0.0027639	0.0014124	0.0000908	442.409	31.589	0.000
	4	0.0027639	0.0012989	0.0000908	406.847	31.589	0.000
	5	0.0027639	0.0011853	0.0000908	371.286	31.589	0.000
	6	0.0027639	0.0010718	0.0000908	335.724	31.589	0.000
	7	0.0027639	0.0009583	0.0000908	300.163	31.589	0.000
COMBO 3	1	0.0027755	0.0014909	0.0000878	467.001	31.723	0.000
	2	0.0027755	0.0013812	0.0000878	432.632	31.723	0.000
	3	0.0027755	0.0012714	0.0000878	398.262	31.723	0.000
	4	0.0027755	0.0011617	0.0000878	363.893	31.723	0.000
	5	0.0027755	0.0010520	0.0000878	329.523	31.723	0.000
	6	0.0027755	0.0009423	0.0000878	295.154	31.723	0.000
	7	0.0027755	0.0008326	0.0000878	260.784	31.723	0.000
COMBO 4	1	0.0015130	0.0016978	0.0001614	531.811	30.690	0.000
	2	0.0015130	0.0014961	0.0001614	468.619	30.690	0.000
	3	0.0015130	0.0012943	0.0001614	405.427	30.690	0.000
	4	0.0015130	0.0010926	0.0001614	342.235	30.690	0.000
	5	0.0015130	0.0008908	0.0001614	279.043	30.690	0.000
	6	0.0015130	0.0006891	0.0001614	215.851	30.690	0.000
	7	0.0015130	0.0004874	0.0001614	152.659	30.690	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0030945	0.0021784	0.0000889	682.340	35.369	0.000
	2	0.0030945	0.0020672	0.0000889	647.515	35.369	0.000
	3	0.0030945	0.0019560	0.0000889	612.690	35.369	0.000
	4	0.0030945	0.0018448	0.0000889	577.864	35.369	0.000
	5	0.0030945	0.0017336	0.0000889	543.039	35.369	0.000
	6	0.0030945	0.0016225	0.0000889	508.214	35.369	0.000
	7	0.0030945	0.0015113	0.0000889	473.389	35.369	0.000
COMBO 2	1	0.0034548	0.0020493	0.0001135	641.914	39.487	0.000
	2	0.0034548	0.0019074	0.0001135	597.463	39.487	0.000
	3	0.0034548	0.0017655	0.0001135	553.011	39.487	0.000
	4	0.0034548	0.0016236	0.0001135	508.559	39.487	0.000
	5	0.0034548	0.0014817	0.0001135	464.107	39.487	0.000
	6	0.0034548	0.0013397	0.0001135	419.655	39.487	0.000
	7	0.0034548	0.0011978	0.0001135	375.204	39.487	0.000
COMBO 3	1	0.0030863	0.0014936	0.0000996	467.854	35.274	0.000
	2	0.0030863	0.0013692	0.0000996	428.867	35.274	0.000
	3	0.0030863	0.0012447	0.0000996	389.880	35.274	0.000
	4	0.0030863	0.0011202	0.0000996	350.893	35.274	0.000
	5	0.0030863	0.0009958	0.0000996	311.907	35.274	0.000
	6	0.0030863	0.0008713	0.0000996	272.920	35.274	0.000
	7	0.0030863	0.0007468	0.0000996	233.933	35.274	0.000
COMBO 4	1	0.0015130	0.0016978	0.0001614	531.811	30.690	0.000
	2	0.0015130	0.0014961	0.0001614	468.619	30.690	0.000
	3	0.0015130	0.0012943	0.0001614	405.427	30.690	0.000
	4	0.0015130	0.0010926	0.0001614	342.235	30.690	0.000
	5	0.0015130	0.0008908	0.0001614	279.043	30.690	0.000
	6	0.0015130	0.0006891	0.0001614	215.851	30.690	0.000
	7	0.0015130	0.0004874	0.0001614	152.659	30.690	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	463.321	20.450	0.000	7
	2	2.500	0	445.071	20.450	0.000	7
	3	1.250	0	426.821	20.450	0.000	7
	4	0.000	0	408.571	20.450	0.000	7
	5	-1.250	0	390.321	20.450	0.000	7
	6	-2.500	0	372.071	20.450	0.000	7
	7	-3.750	0	353.821	20.450	0.000	7
	계			20019.977	1002.027	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	513.531	31.589	0.000	7
	2	2.500	0	477.970	31.589	0.000	7
	3	1.250	0	442.409	31.589	0.000	7
	4	0.000	0	406.847	31.589	0.000	7
	5	-1.250	0	371.286	31.589	0.000	7
	6	-2.500	0	335.724	31.589	0.000	7
	7	-3.750	0	300.163	31.589	0.000	7
	계			19935.514	1547.878	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	467.001	31.723	0.000	7
	2	2.500	0	432.632	31.723	0.000	7
	3	1.250	0	398.262	31.723	0.000	7
	4	0.000	0	363.893	31.723	0.000	7
	5	-1.250	0	329.523	31.723	0.000	7
	6	-2.500	0	295.154	31.723	0.000	7
	7	-3.750	0	260.784	31.723	0.000	7
	계			17830.748	1554.403	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	531.811	30.690	0.000	7
	2	2.500	0	468.619	30.690	0.000	7
	3	1.250	0	405.427	30.690	0.000	7
	4	0.000	0	342.235	30.690	0.000	7
	5	-1.250	0	279.043	30.690	0.000	7
	6	-2.500	0	215.851	30.690	0.000	7
	7	-3.750	0	152.659	30.690	0.000	7
	계			16769.524	1503.801	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	682.340	35.369	0.000	7
	2	2.500	0	647.515	35.369	0.000	7
	3	1.250	0	612.690	35.369	0.000	7
	4	0.000	0	577.864	35.369	0.000	7
	5	-1.250	0	543.039	35.369	0.000	7
	6	-2.500	0	508.214	35.369	0.000	7
	7	-3.750	0	473.389	35.369	0.000	7
	계			28315.353	1733.063	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	641.914	39.487	0.000	7
	2	2.500	0	597.463	39.487	0.000	7
	3	1.250	0	553.011	39.487	0.000	7
	4	0.000	0	508.559	39.487	0.000	7
	5	-1.250	0	464.107	39.487	0.000	7
	6	-2.500	0	419.655	39.487	0.000	7
	7	-3.750	0	375.204	39.487	0.000	7
	계			24919.392	1934.848	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	467.854	35.274	0.000	7
	2	2.500	0	428.867	35.274	0.000	7
	3	1.250	0	389.880	35.274	0.000	7
	4	0.000	0	350.893	35.274	0.000	7
	5	-1.250	0	311.907	35.274	0.000	7
	6	-2.500	0	272.920	35.274	0.000	7
	7	-3.750	0	233.933	35.274	0.000	7
	계			17193.776	1728.450	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	531.811	30.690	0.000	7
	2	2.500	0	468.619	30.690	0.000	7
	3	1.250	0	405.427	30.690	0.000	7
	4	0.000	0	342.235	30.690	0.000	7
	5	-1.250	0	279.043	30.690	0.000	7
	6	-2.500	0	215.851	30.690	0.000	7
	7	-3.750	0	152.659	30.690	0.000	7
	계			16769.524	1503.801	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV017

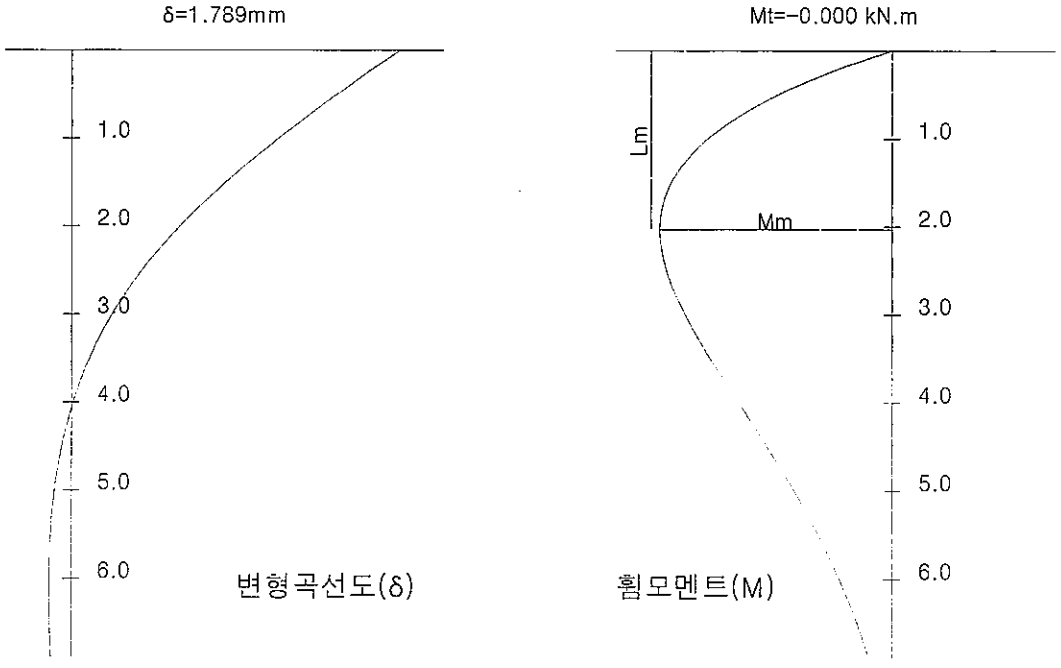
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.063 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.789 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.789 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-20.450	1.789	
0.460	-7.834	-13.823	1.474	
0.920	-12.909	-8.448	1.176	
1.380	-15.784	-4.234	0.904	
1.840	-16.964	-1.057	0.666	
2.300	-16.893	1.226	0.464	
2.760	-15.950	2.761	0.298	
3.220	-14.446	3.691	0.165	
3.680	-12.627	4.147	0.064	
4.140	-10.685	4.248	-0.010	
4.600	-8.759	4.093	-0.062	
5.060	-6.945	3.769	-0.095	
5.520	-5.307	3.342	-0.113	
5.980	-3.878	2.866	-0.120	
6.440	-2.672	2.381	-0.118	
6.900	-1.685	1.915	-0.111	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV020

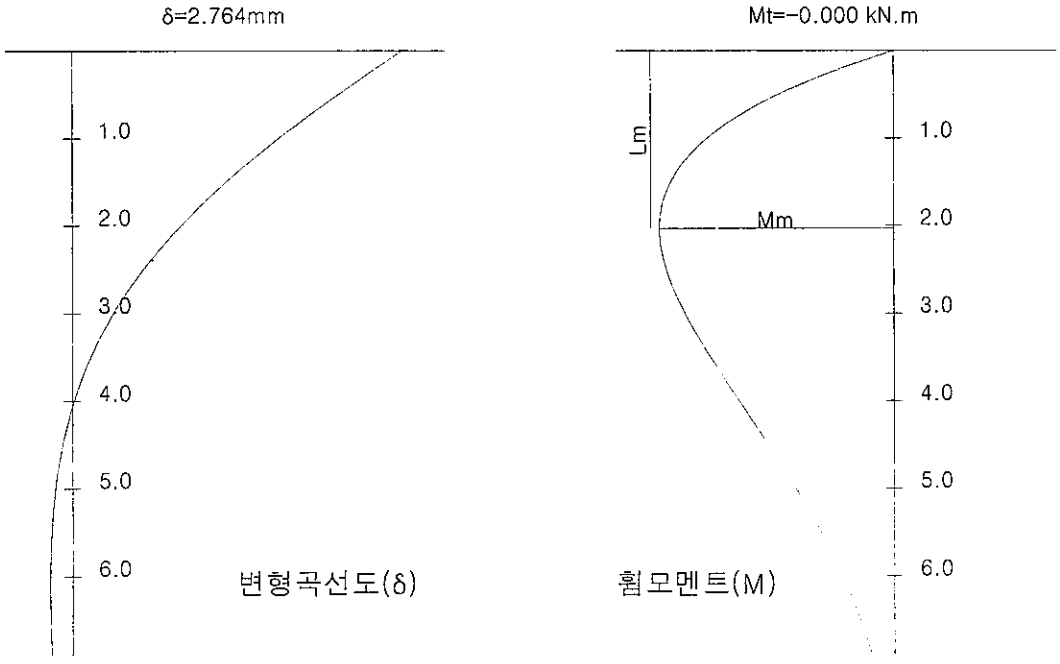
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.358 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.764 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.764 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-31.589	2.764	
0.460	-12.101	-21.353	2.277	
0.920	-19.942	-13.050	1.816	
1.380	-24.382	-6.540	1.397	
1.840	-26.205	-1.632	1.029	
2.300	-26.096	1.894	0.716	
2.760	-24.639	4.265	0.460	
3.220	-22.315	5.701	0.256	
3.680	-19.506	6.406	0.099	
4.140	-16.506	6.561	-0.016	
4.600	-13.530	6.323	-0.096	
5.060	-10.729	5.822	-0.147	
5.520	-8.198	5.162	-0.175	
5.980	-5.991	4.427	-0.185	
6.440	-4.127	3.678	-0.182	
6.900	-2.602	2.958	-0.171	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV018

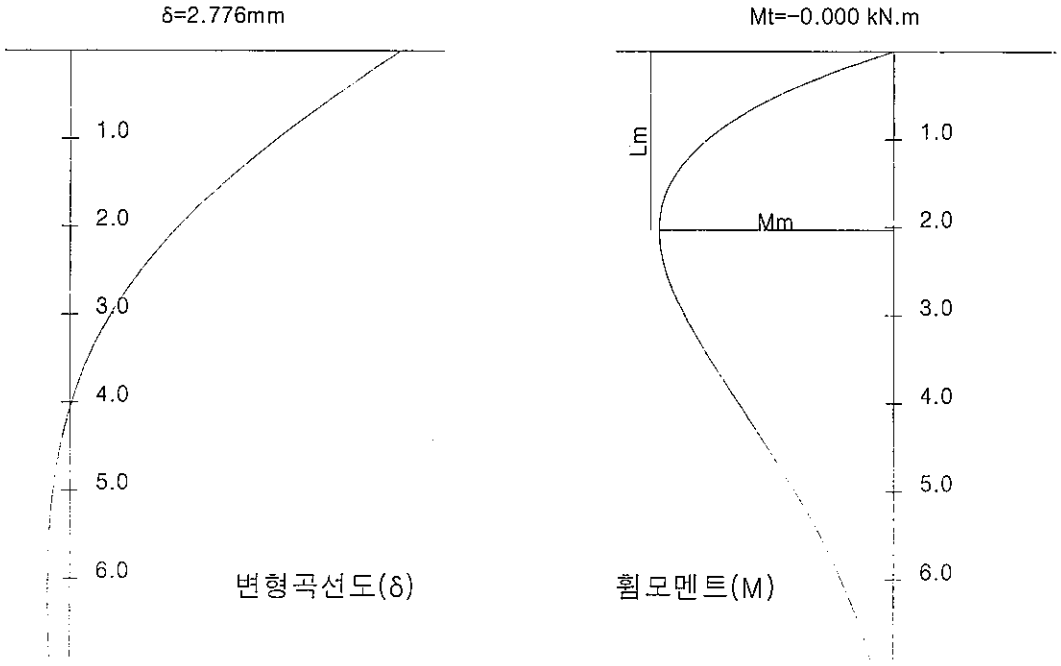
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.469 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.776 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.776 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-31.723	2.776	
0.460	-12.152	-21.443	2.287	
0.920	-20.026	-13.105	1.824	
1.380	-24.485	-6.568	1.402	
1.840	-26.315	-1.639	1.033	
2.300	-26.206	1.902	0.720	
2.760	-24.743	4.283	0.462	
3.220	-22.409	5.725	0.257	
3.680	-19.588	6.433	0.099	
4.140	-16.575	6.589	-0.016	
4.600	-13.587	6.350	-0.096	
5.060	-10.774	5.846	-0.147	
5.520	-8.232	5.184	-0.175	
5.980	-6.016	4.446	-0.186	
6.440	-4.144	3.693	-0.183	
6.900	-2.613	2.971	-0.172	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

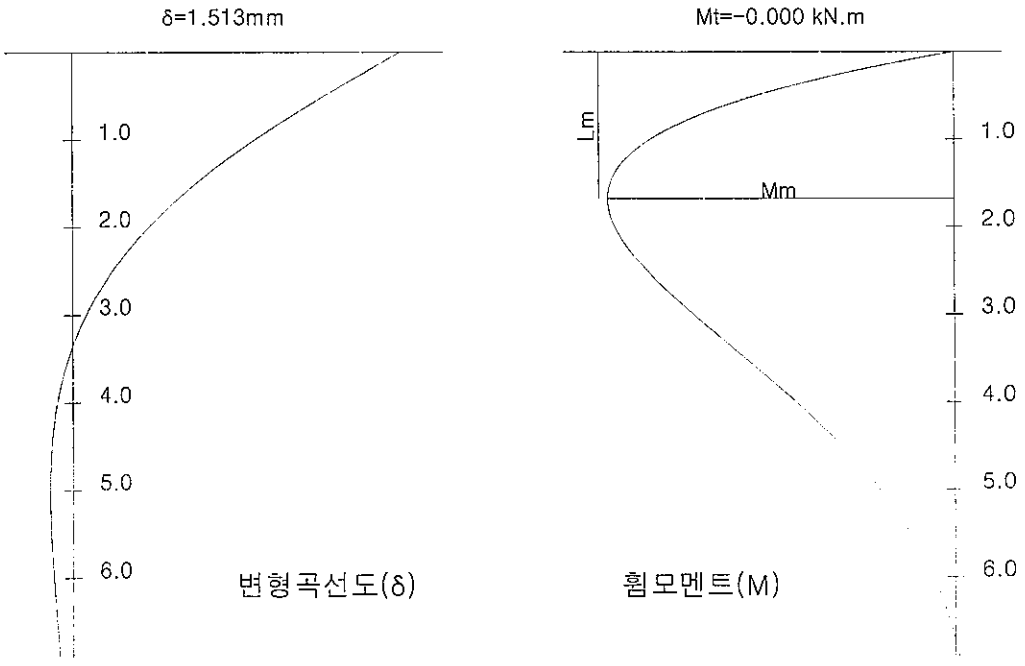
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.151 kN.m, 1.679 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.513 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.513 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.690	1.513	
0.460	-11.296	-18.893	1.192	
0.920	-17.798	-9.810	0.894	
1.380	-20.697	-3.172	0.634	
1.840	-21.036	1.382	0.417	
2.300	-19.686	4.240	0.245	
2.760	-17.338	5.781	0.115	
3.220	-14.516	6.352	0.022	
3.680	-11.597	6.249	-0.041	
4.140	-8.833	5.715	-0.078	
4.600	-6.376	4.941	-0.097	
5.060	-4.302	4.069	-0.101	
5.520	-2.632	3.198	-0.097	
5.980	-1.349	2.393	-0.087	
6.440	-0.415	1.690	-0.074	
6.900	0.224	1.107	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

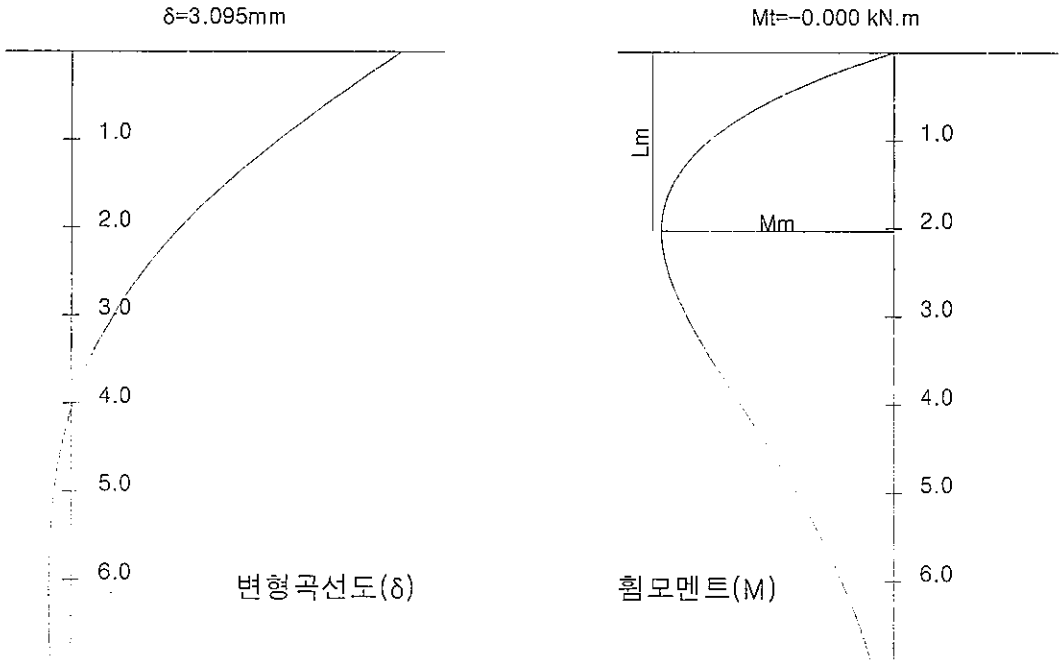
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.511 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.095 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.095 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-35.369	3.095	
0.460	-13.549	-23.908	2.550	
0.920	-22.328	-14.611	2.033	
1.380	-27.299	-7.323	1.564	
1.840	-29.340	-1.827	1.152	
2.300	-29.218	2.121	0.802	
2.760	-27.587	4.775	0.515	
3.220	-24.985	6.383	0.286	
3.680	-21.840	7.173	0.111	
4.140	-18.480	7.346	-0.018	
4.600	-15.148	7.080	-0.107	
5.060	-12.012	6.518	-0.164	
5.520	-9.179	5.780	-0.195	
5.980	-6.707	4.957	-0.207	
6.440	-4.621	4.118	-0.204	
6.900	-2.914	3.312	-0.191	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : UL020

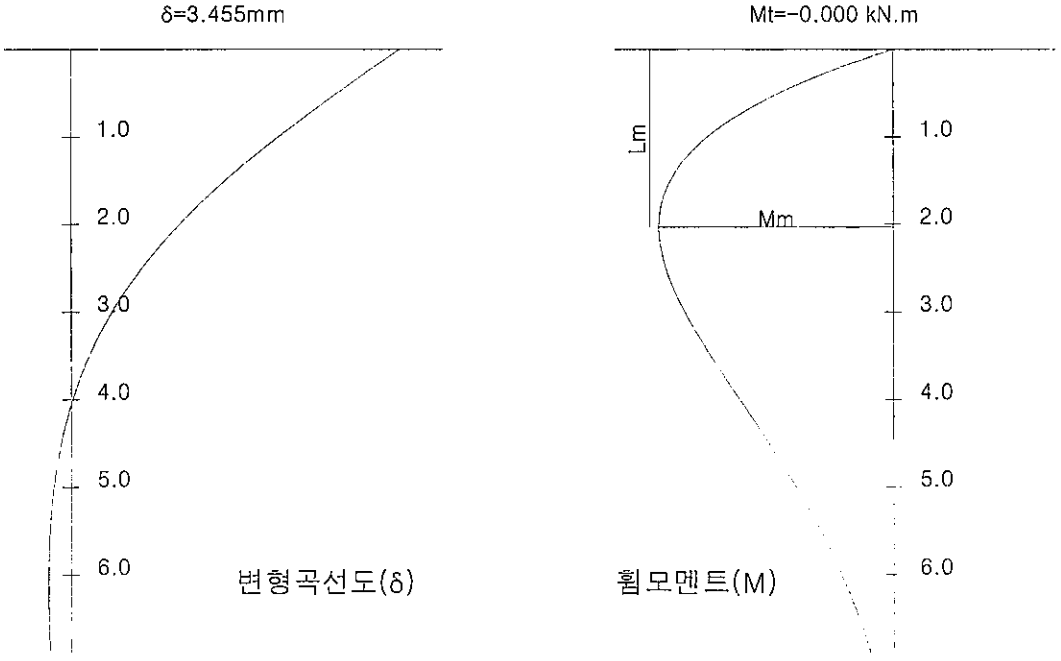
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -32.948 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.455 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.455 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-39.487	3.455	
0.460	-15.126	-26.692	2.847	
0.920	-24.927	-16.312	2.270	
1.380	-30.478	-8.175	1.746	
1.840	-32.756	-2.040	1.286	
2.300	-32.620	2.367	0.896	
2.760	-30.799	5.331	0.575	
3.220	-27.894	7.127	0.319	
3.680	-24.383	8.008	0.124	
4.140	-20.632	8.202	-0.020	
4.600	-16.912	7.904	-0.120	
5.060	-13.411	7.277	-0.183	
5.520	-10.247	6.453	-0.218	
5.980	-7.488	5.534	-0.231	
6.440	-5.159	4.597	-0.228	
6.900	-3.253	3.698	-0.214	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE018

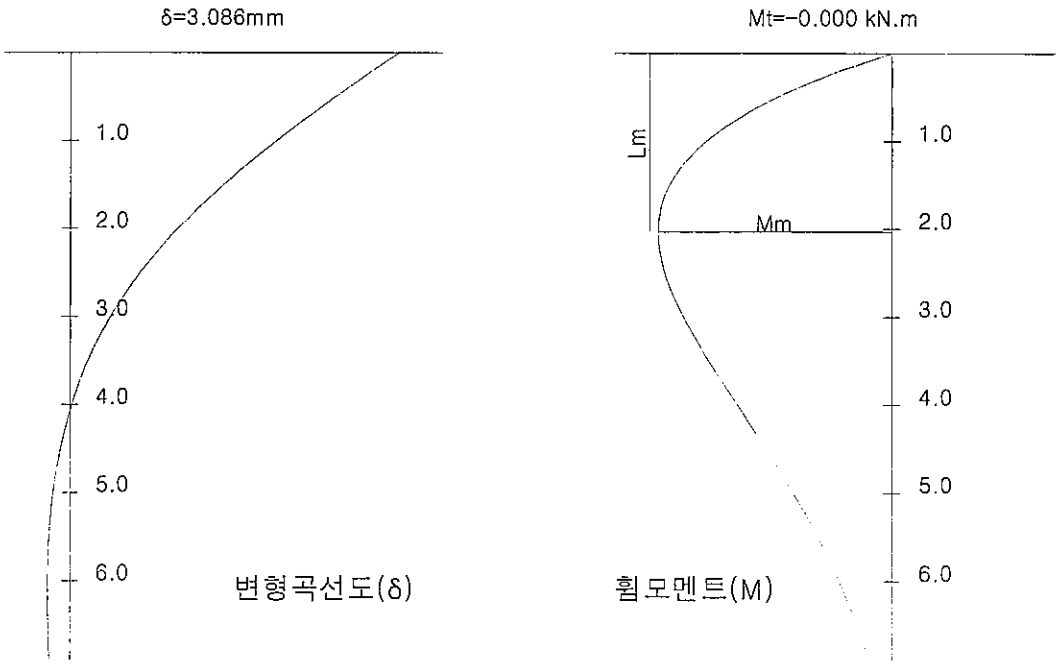
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.433 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.086 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-35.274	3.086	
0.460	-13.513	-23.844	2.543	
0.920	-22.268	-14.572	2.028	
1.380	-27.227	-7.303	1.559	
1.840	-29.261	-1.823	1.149	
2.300	-29.140	2.115	0.800	
2.760	-27.514	4.763	0.513	
3.220	-24.918	6.366	0.285	
3.680	-21.782	7.154	0.110	
4.140	-18.431	7.327	-0.018	
4.600	-15.108	7.061	-0.107	
5.060	-11.980	6.501	-0.164	
5.520	-9.154	5.765	-0.195	
5.980	-6.689	4.944	-0.206	
6.440	-4.608	4.107	-0.204	
6.900	-2.906	3.303	-0.191	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : UL022

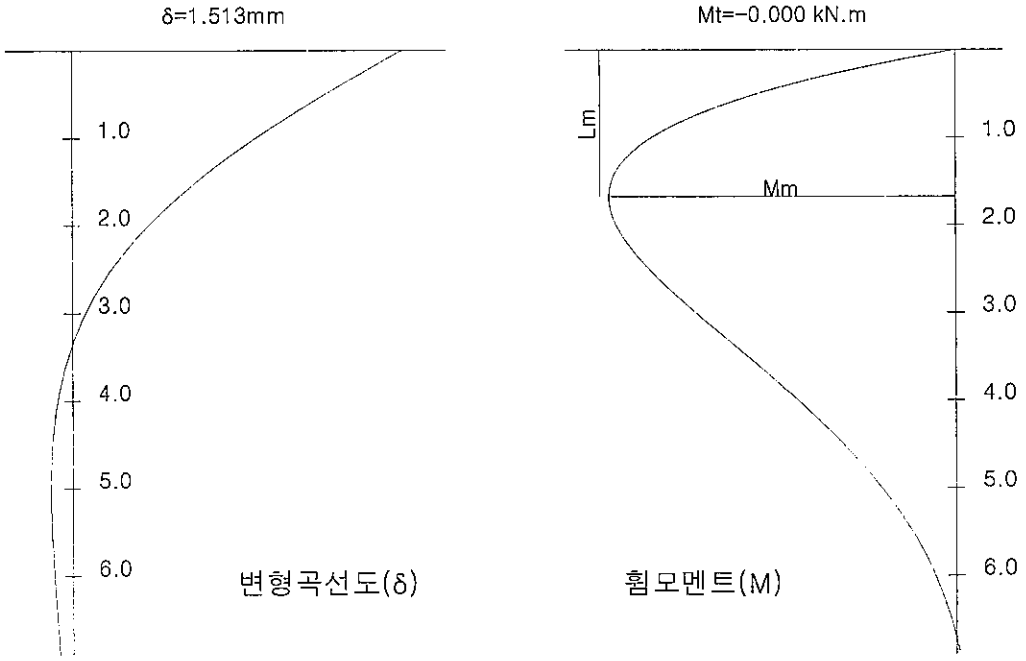
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.151 kN.m, 1.679 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.513 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.513 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.690	1.513	
0.460	-11.296	-18.893	1.192	
0.920	-17.798	-9.810	0.894	
1.380	-20.697	-3.172	0.634	
1.840	-21.036	1.382	0.417	
2.300	-19.686	4.240	0.245	
2.760	-17.338	5.781	0.115	
3.220	-14.516	6.352	0.022	
3.680	-11.597	6.249	-0.041	
4.140	-8.833	5.715	-0.078	
4.600	-6.376	4.941	-0.097	
5.060	-4.302	4.069	-0.101	
5.520	-2.632	3.198	-0.097	
5.980	-1.349	2.393	-0.087	
6.440	-0.415	1.690	-0.074	
6.900	0.224	1.107	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	-	-	-
1.571	13.000	사질토	3.600	26.000	147.030
1.571	50.000	사질토	3.000	100.000	471.239
계	-	-	-	-	618.270

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.7755 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.5130 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 618.270 + 10.92 = 217.015 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 618.270 + 10.92 = 320.060 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	477.844	339.298	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	463.321	353.821	1730.000	217.015	O.K
COMBO 2	FIX	535.542	278.152	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	513.531	300.163	1730.000	217.015	O.K
COMBO 3	FIX	489.182	238.604	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	467.001	260.784	1730.000	217.015	O.K
COMBO 4	FIX	546.653	137.817	2595.000	320.060	O.K
	HINGE	531.811	152.659	2595.000	320.060	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	477.844	24.205	10.952	28.00	6.065	0.00	O.K
	HINGE	463.321	17.063	10.097	28.00	6.652	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	535.542	36.684	12.743	28.00	5.337	0.00	O.K
	HINGE	513.531	26.358	11.498	28.00	6.176	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	489.182	36.968	12.344	28.00	4.881	0.00	O.K
	HINGE	467.001	26.469	11.080	28.00	5.736	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	546.653	24.737	11.639	42.00	6.645	-5.00	O.K
	HINGE	531.811	21.151	11.141	42.00	6.870	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

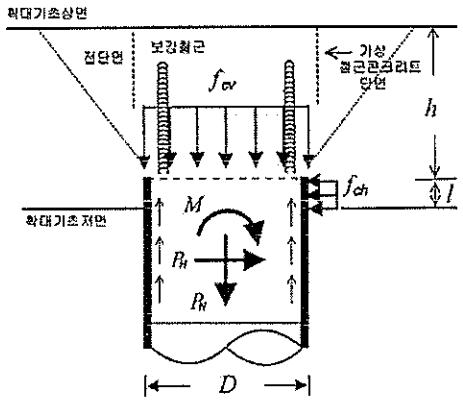
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	20.450	0.368	0.850	O.K
	HINGE	20.450	0.368	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	31.589	0.569	0.850	O.K
	HINGE	31.589	0.569	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	31.723	0.571	0.850	O.K
	HINGE	31.723	0.571	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	30.690	0.553	1.250	O.K
	HINGE	30.690	0.553	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 535542.1 / (π/4 x 500 ²)
= 2.727 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 546653.4 / (π/4 x 500 ²)
= 2.784 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 535542.1 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.037 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 546653.4 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.038 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 31722.510 / (500 x 100)
= 0.634 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 30689.818 / (500 x 100)
= 0.614 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l + D + 2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

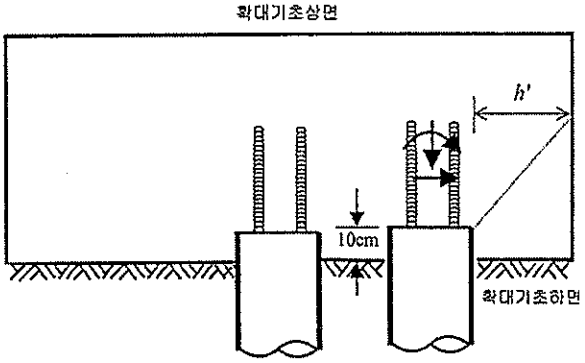
τh = 31722.510 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.053 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 30689.818 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.051 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (㎜)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (㎜)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(㎜)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(㎜)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(㎜)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 ㎜

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (㎜)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 ㎜

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 ㎜로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 707270.868 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 707270.868 N ∴ O.K

17. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

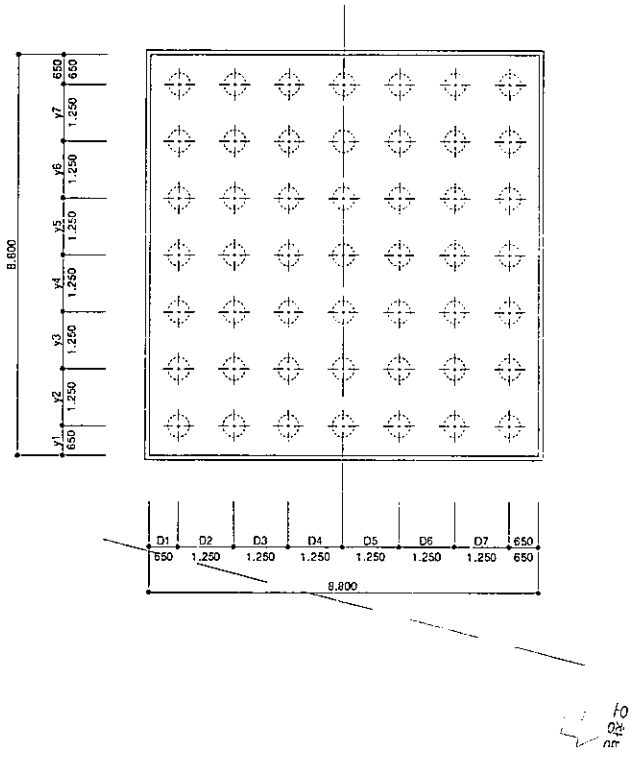
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20331.827	48.560	260.694	SVB05
	COMBO 2	17709.289	97.984	568.144	SVB04
	COMBO 3	17709.289	97.984	568.144	SVB04
	COMBO 4	17709.289	2477.013	21282.476	SVB22
계수하중	COMBO 1	28884.513	0.715	65.680	ULB01
	COMBO 2	17644.591	127.095	755.331	UEB04
	COMBO 3	15873.662	117.296	698.517	UEB26
	COMBO 4	17709.289	2477.013	21282.476	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ : 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 6.9000 = 2.535 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 6.9000 = 3.069 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99495430.3	100247117.6
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000550	0.0013247	0.0000033	COMBO 1	0.0000017	0.0018819	0.0000007
COMBO 2	0.0001115	0.0011538	0.0000072	COMBO 2	0.0001449	0.0011496	0.0000095
COMBO 3	0.0001115	0.0011538	0.0000072	COMBO 3	0.0001337	0.0010342	0.0000088
COMBO 4	0.0017248	0.0011538	0.0002454	COMBO 4	0.0017248	0.0011538	0.0002454

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.725 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000550	0.0013372	0.0000033	418.864	0.991	-1.227
	2	0.0000550	0.0013330	0.0000033	417.554	0.991	-1.227
	3	0.0000550	0.0013289	0.0000033	416.245	0.991	-1.227
	4	0.0000550	0.0013247	0.0000033	414.935	0.991	-1.227
	5	0.0000550	0.0013205	0.0000033	413.626	0.991	-1.227
	6	0.0000550	0.0013163	0.0000033	412.316	0.991	-1.227
	7	0.0000550	0.0013121	0.0000033	411.007	0.991	-1.227
COMBO 2	1	0.0001115	0.0011807	0.0000072	369.847	2.000	-2.460
	2	0.0001115	0.0011718	0.0000072	367.036	2.000	-2.460
	3	0.0001115	0.0011628	0.0000072	364.225	2.000	-2.460
	4	0.0001115	0.0011538	0.0000072	361.414	2.000	-2.460
	5	0.0001115	0.0011448	0.0000072	358.603	2.000	-2.460
	6	0.0001115	0.0011359	0.0000072	355.792	2.000	-2.460
	7	0.0001115	0.0011269	0.0000072	352.981	2.000	-2.460
COMBO 3	1	0.0001115	0.0011807	0.0000072	369.847	2.000	-2.460
	2	0.0001115	0.0011718	0.0000072	367.036	2.000	-2.460
	3	0.0001115	0.0011628	0.0000072	364.225	2.000	-2.460
	4	0.0001115	0.0011538	0.0000072	361.414	2.000	-2.460
	5	0.0001115	0.0011448	0.0000072	358.603	2.000	-2.460
	6	0.0001115	0.0011359	0.0000072	355.792	2.000	-2.460
	7	0.0001115	0.0011269	0.0000072	352.981	2.000	-2.460
COMBO 4	1	0.0017248	0.0020739	0.0002454	649.619	50.551	-46.005
	2	0.0017248	0.0017672	0.0002454	553.550	50.551	-46.005
	3	0.0017248	0.0014605	0.0002454	457.482	50.551	-46.005
	4	0.0017248	0.0011538	0.0002454	361.414	50.551	-46.005
	5	0.0017248	0.0008471	0.0002454	265.346	50.551	-46.005
	6	0.0017248	0.0005404	0.0002454	169.278	50.551	-46.005
	7	0.0017248	0.0002337	0.0002454	73.210	50.551	-46.005

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000017	0.0018845	0.0000007	590.281	0.015	0.005
	2	0.0000017	0.0018836	0.0000007	590.014	0.015	0.005
	3	0.0000017	0.0018828	0.0000007	589.747	0.015	0.005
	4	0.0000017	0.0018819	0.0000007	589.480	0.015	0.005
	5	0.0000017	0.0018811	0.0000007	589.213	0.015	0.005
	6	0.0000017	0.0018802	0.0000007	588.946	0.015	0.005
	7	0.0000017	0.0018794	0.0000007	588.679	0.015	0.005
COMBO 2	1	0.0001449	0.0011852	0.0000095	371.253	2.594	-3.184
	2	0.0001449	0.0011733	0.0000095	367.533	2.594	-3.184
	3	0.0001449	0.0011615	0.0000095	363.813	2.594	-3.184
	4	0.0001449	0.0011496	0.0000095	360.094	2.594	-3.184
	5	0.0001449	0.0011377	0.0000095	356.374	2.594	-3.184
	6	0.0001449	0.0011258	0.0000095	352.654	2.594	-3.184
	7	0.0001449	0.0011140	0.0000095	348.934	2.594	-3.184
COMBO 3	1	0.0001337	0.0010671	0.0000088	334.268	2.394	-2.938
	2	0.0001337	0.0010562	0.0000088	330.830	2.394	-2.938
	3	0.0001337	0.0010452	0.0000088	327.391	2.394	-2.938
	4	0.0001337	0.0010342	0.0000088	323.952	2.394	-2.938
	5	0.0001337	0.0010232	0.0000088	320.514	2.394	-2.938
	6	0.0001337	0.0010123	0.0000088	317.075	2.394	-2.938
	7	0.0001337	0.0010013	0.0000088	313.636	2.394	-2.938
COMBO 4	1	0.0017248	0.0020739	0.0002454	649.619	50.551	-46.005
	2	0.0017248	0.0017672	0.0002454	553.550	50.551	-46.005
	3	0.0017248	0.0014605	0.0002454	457.482	50.551	-46.005
	4	0.0017248	0.0011538	0.0002454	361.414	50.551	-46.005
	5	0.0017248	0.0008471	0.0002454	265.346	50.551	-46.005
	6	0.0017248	0.0005404	0.0002454	169.278	50.551	-46.005
	7	0.0017248	0.0002337	0.0002454	73.210	50.551	-46.005

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	418.864	0.991	-1.227	7
	2	2.500	0	417.554	0.991	-1.227	7
	3	1.250	0	416.245	0.991	-1.227	7
	4	0.000	0	414.935	0.991	-1.227	7
	5	-1.250	0	413.626	0.991	-1.227	7
	6	-2.500	0	412.316	0.991	-1.227	7
	7	-3.750	0	411.007	0.991	-1.227	7
	계			20331.827	48.560	260.694	49
COMBO 2	1	3.750	0	369.847	2.000	-2.460	7
	2	2.500	0	367.036	2.000	-2.460	7
	3	1.250	0	364.225	2.000	-2.460	7
	4	0.000	0	361.414	2.000	-2.460	7
	5	-1.250	0	358.603	2.000	-2.460	7
	6	-2.500	0	355.792	2.000	-2.460	7
	7	-3.750	0	352.981	2.000	-2.460	7
	계			17709.289	97.984	568.144	49
COMBO 3	1	3.750	0	369.847	2.000	-2.460	7
	2	2.500	0	367.036	2.000	-2.460	7
	3	1.250	0	364.225	2.000	-2.460	7
	4	0.000	0	361.414	2.000	-2.460	7
	5	-1.250	0	358.603	2.000	-2.460	7
	6	-2.500	0	355.792	2.000	-2.460	7
	7	-3.750	0	352.981	2.000	-2.460	7
	계			17709.289	97.984	568.144	49
COMBO 4	1	3.750	0	649.619	50.551	-46.005	7
	2	2.500	0	553.550	50.551	-46.005	7
	3	1.250	0	457.482	50.551	-46.005	7
	4	0.000	0	361.414	50.551	-46.005	7
	5	-1.250	0	265.346	50.551	-46.005	7
	6	-2.500	0	169.278	50.551	-46.005	7
	7	-3.750	0	73.210	50.551	-46.005	7
	계			17709.289	2477.013	21282.476	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	590.281	0.015	0.005	7
	2	2.500	0	590.014	0.015	0.005	7
	3	1.250	0	589.747	0.015	0.005	7
	4	0.000	0	589.480	0.015	0.005	7
	5	-1.250	0	589.213	0.015	0.005	7
	6	-2.500	0	588.946	0.015	0.005	7
	7	-3.750	0	588.679	0.015	0.005	7
	계			28884.513	0.715	65.680	49
COMBO 2	1	3.750	0	371.253	2.594	-3.184	7
	2	2.500	0	367.533	2.594	-3.184	7
	3	1.250	0	363.813	2.594	-3.184	7
	4	0.000	0	360.094	2.594	-3.184	7
	5	-1.250	0	356.374	2.594	-3.184	7
	6	-2.500	0	352.654	2.594	-3.184	7
	7	-3.750	0	348.934	2.594	-3.184	7
	계			17644.591	127.095	755.331	49
COMBO 3	1	3.750	0	334.268	2.394	-2.938	7
	2	2.500	0	330.830	2.394	-2.938	7
	3	1.250	0	327.391	2.394	-2.938	7
	4	0.000	0	323.952	2.394	-2.938	7
	5	-1.250	0	320.514	2.394	-2.938	7
	6	-2.500	0	317.075	2.394	-2.938	7
	7	-3.750	0	313.636	2.394	-2.938	7
	계			15873.662	117.296	698.517	49
COMBO 4	1	3.750	0	649.619	50.551	-46.005	7
	2	2.500	0	553.550	50.551	-46.005	7
	3	1.250	0	457.482	50.551	-46.005	7
	4	0.000	0	361.414	50.551	-46.005	7
	5	-1.250	0	265.346	50.551	-46.005	7
	6	-2.500	0	169.278	50.551	-46.005	7
	7	-3.750	0	73.210	50.551	-46.005	7
	계			17709.289	2477.013	21282.476	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

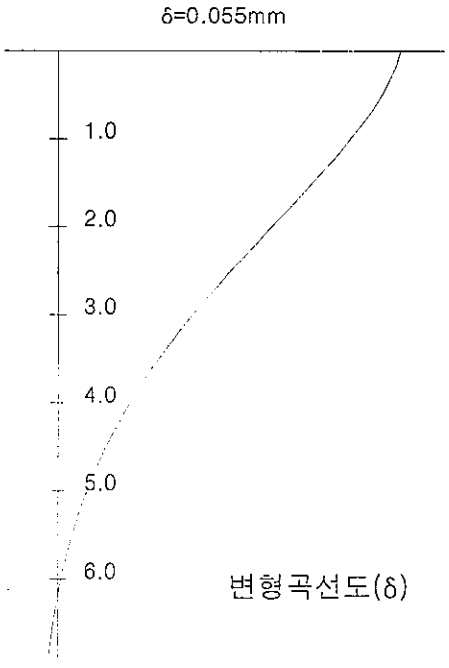
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

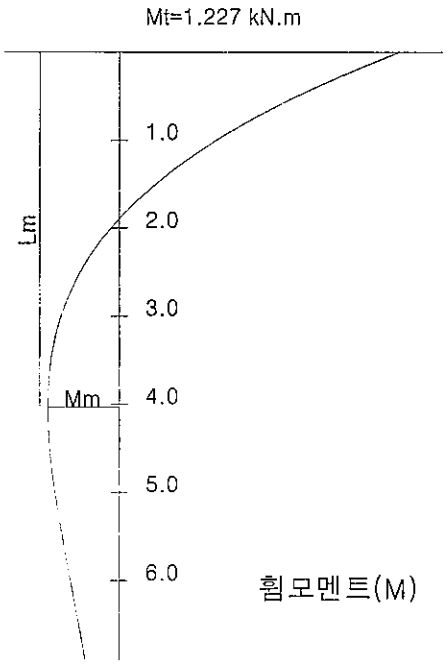
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.308 kN.m, 4.030 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.055 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.055 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.227	-0.991	0.055	
0.460	0.812	-0.812	0.052	
0.920	0.478	-0.646	0.048	
1.380	0.216	-0.496	0.042	
1.840	0.019	-0.365	0.036	
2.300	-0.123	-0.254	0.030	
2.760	-0.218	-0.162	0.025	
3.220	-0.275	-0.089	0.019	
3.680	-0.302	-0.033	0.015	
4.140	-0.308	0.009	0.011	
4.600	-0.296	0.038	0.007	
5.060	-0.274	0.057	0.004	
5.520	-0.245	0.068	0.002	
5.980	-0.212	0.073	0.001	
6.440	-0.179	0.072	-0.001	
6.900	-0.146	0.069	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB04

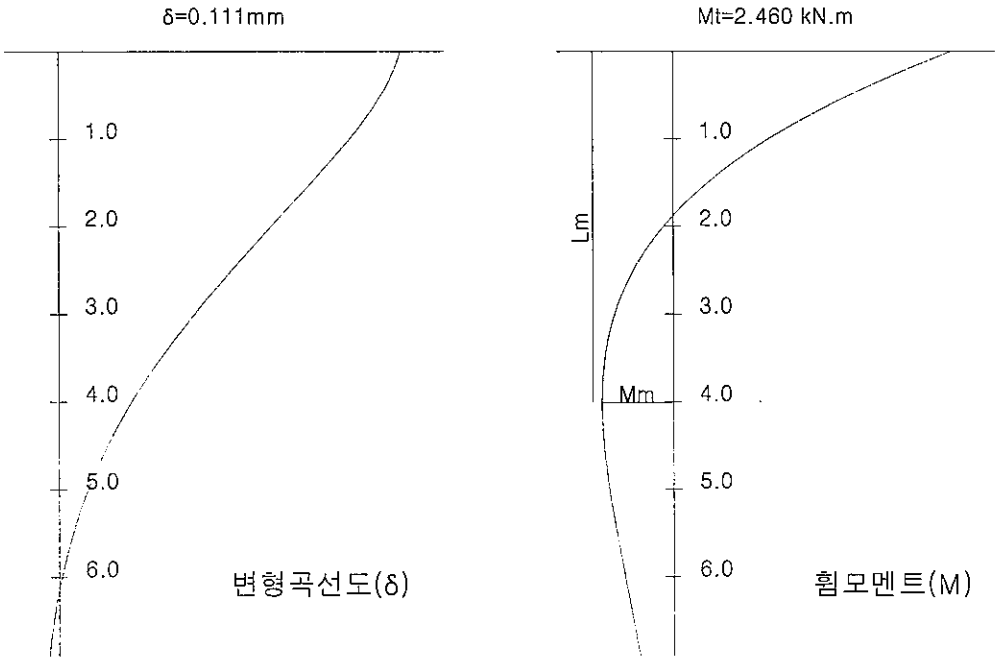
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.625 kN.m, 4.015 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.111 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.111 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.460	-2.000	0.111	
0.460	1.624	-1.637	0.106	
0.920	0.950	-1.300	0.097	
1.380	0.423	-0.997	0.086	
1.840	0.027	-0.732	0.074	
2.300	-0.257	-0.508	0.061	
2.760	-0.447	-0.324	0.050	
3.220	-0.561	-0.177	0.039	
3.680	-0.615	-0.064	0.029	
4.140	-0.624	0.020	0.021	
4.600	-0.600	0.079	0.014	
5.060	-0.554	0.117	0.009	
5.520	-0.495	0.139	0.004	
5.980	-0.429	0.148	0.001	
6.440	-0.361	0.147	-0.001	
6.900	-0.295	0.139	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SVB04

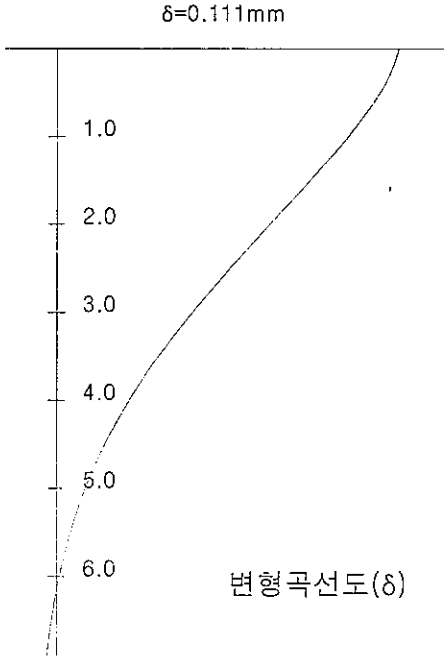
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

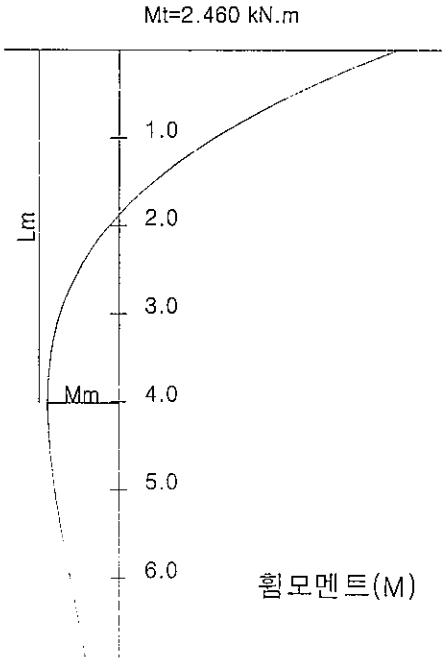
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.625 kN.m, 4.015 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.111 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.111 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.460	-2.000	0.111	
0.460	1.624	-1.637	0.106	
0.920	0.950	-1.300	0.097	
1.380	0.423	-0.997	0.086	
1.840	0.027	-0.732	0.074	
2.300	-0.257	-0.508	0.061	
2.760	-0.447	-0.324	0.050	
3.220	-0.561	-0.177	0.039	
3.680	-0.615	-0.064	0.029	
4.140	-0.624	0.020	0.021	
4.600	-0.600	0.079	0.014	
5.060	-0.554	0.117	0.009	
5.520	-0.495	0.139	0.004	
5.980	-0.429	0.148	0.001	
6.440	-0.361	0.147	-0.001	
6.900	-0.295	0.139	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : SVB22

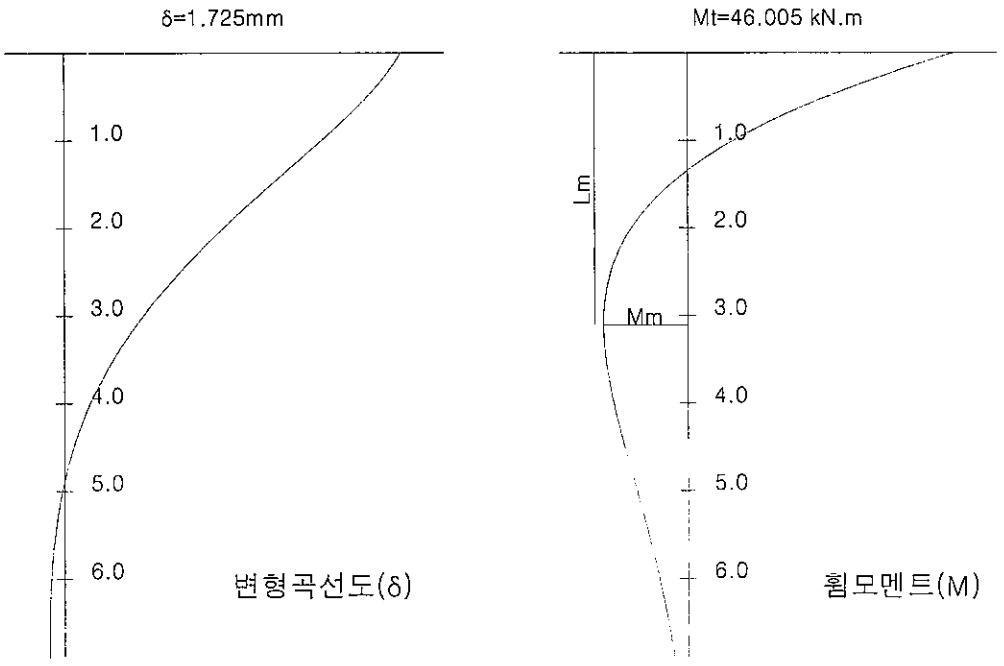
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.511 kN.m, 3.108 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.725 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.725 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	46.005	-50.551	1.725	
0.460	25.509	-38.744	1.571	
0.920	10.156	-28.258	1.361	
1.380	-0.733	-19.365	1.129	
1.840	-7.915	-12.137	0.898	
2.300	-12.145	-6.509	0.683	
2.760	-14.125	-2.326	0.494	
3.220	-14.476	0.610	0.334	
3.680	-13.721	2.519	0.206	
4.140	-12.284	3.614	0.106	
4.600	-10.490	4.095	0.033	
5.060	-8.583	4.135	-0.018	
5.520	-6.731	3.880	-0.051	
5.980	-5.041	3.445	-0.069	
6.440	-3.575	2.921	-0.076	
6.900	-2.357	2.374	-0.076	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB01

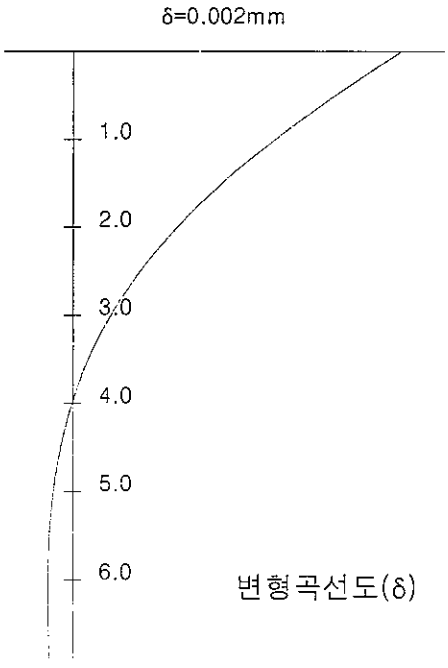
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.016 kN.m, 1.836 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.002 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.002 mm

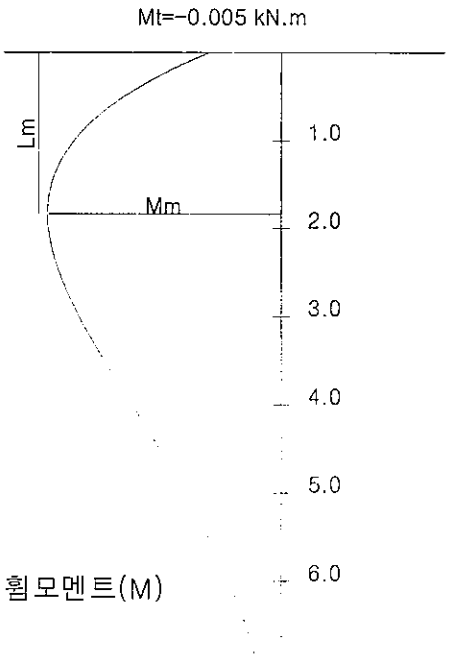
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-0.005	-0.015	0.002	
0.460	-0.010	-0.010	0.001	
0.920	-0.014	-0.006	0.001	
1.380	-0.016	-0.002	0.001	
1.840	-0.016	0.000	0.001	
2.300	-0.016	0.002	0.000	
2.760	-0.015	0.003	0.000	
3.220	-0.013	0.003	0.000	
3.680	-0.012	0.004	0.000	
4.140	-0.010	0.004	0.000	
4.600	-0.008	0.004	0.000	
5.060	-0.006	0.003	0.000	
5.520	-0.005	0.003	0.000	
5.980	-0.004	0.003	0.000	
6.440	-0.003	0.002	0.000	
6.900	-0.002	0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉯ COMBO 2 : UEB04

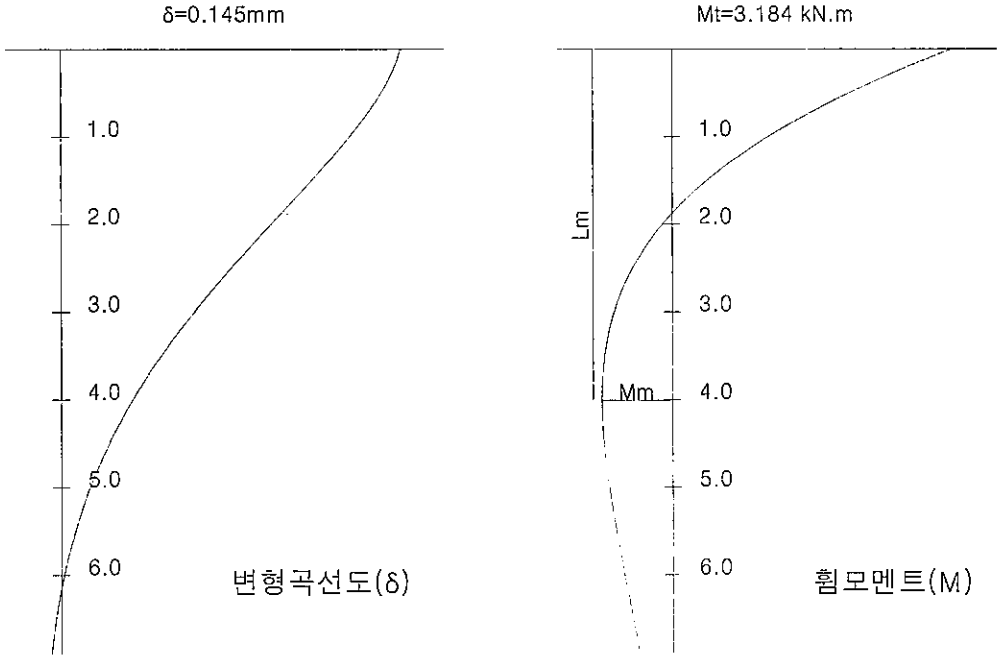
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.813 kN.m, 4.009 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.145 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.145 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	3.184	-2.594	0.145	
0.460	2.100	-2.123	0.138	
0.920	1.225	-1.685	0.126	
1.380	0.543	-1.291	0.111	
1.840	0.030	-0.948	0.095	
2.300	-0.338	-0.658	0.080	
2.760	-0.583	-0.419	0.064	
3.220	-0.730	-0.228	0.051	
3.680	-0.800	-0.081	0.038	
4.140	-0.811	0.027	0.028	
4.600	-0.780	0.104	0.019	
5.060	-0.720	0.153	0.011	
5.520	-0.642	0.181	0.006	
5.980	-0.556	0.192	0.001	
6.440	-0.468	0.191	-0.002	
6.900	-0.382	0.180	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : UEB26

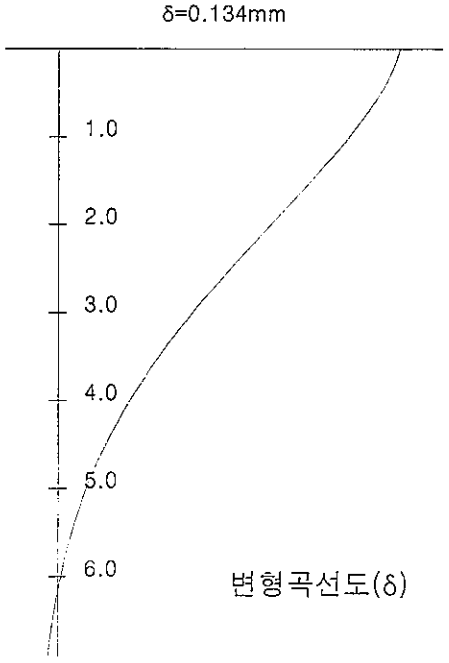
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

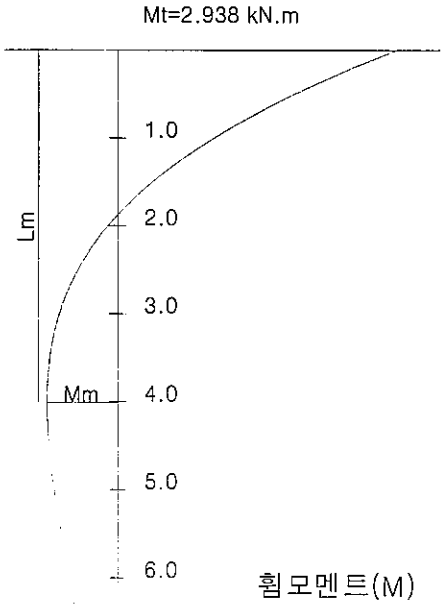
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.750 kN.m, 4.009 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.134 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.134 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.938	-2.394	0.134	
0.460	1.937	-1.959	0.127	
0.920	1.131	-1.555	0.116	
1.380	0.501	-1.192	0.103	
1.840	0.027	-0.875	0.088	
2.300	-0.312	-0.607	0.073	
2.760	-0.539	-0.386	0.059	
3.220	-0.674	-0.211	0.047	
3.680	-0.738	-0.075	0.035	
4.140	-0.749	0.025	0.025	
4.600	-0.720	0.096	0.017	
5.060	-0.664	0.141	0.010	
5.520	-0.593	0.167	0.005	
5.980	-0.513	0.177	0.001	
6.440	-0.432	0.176	-0.002	
6.900	-0.353	0.166	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : ULS22

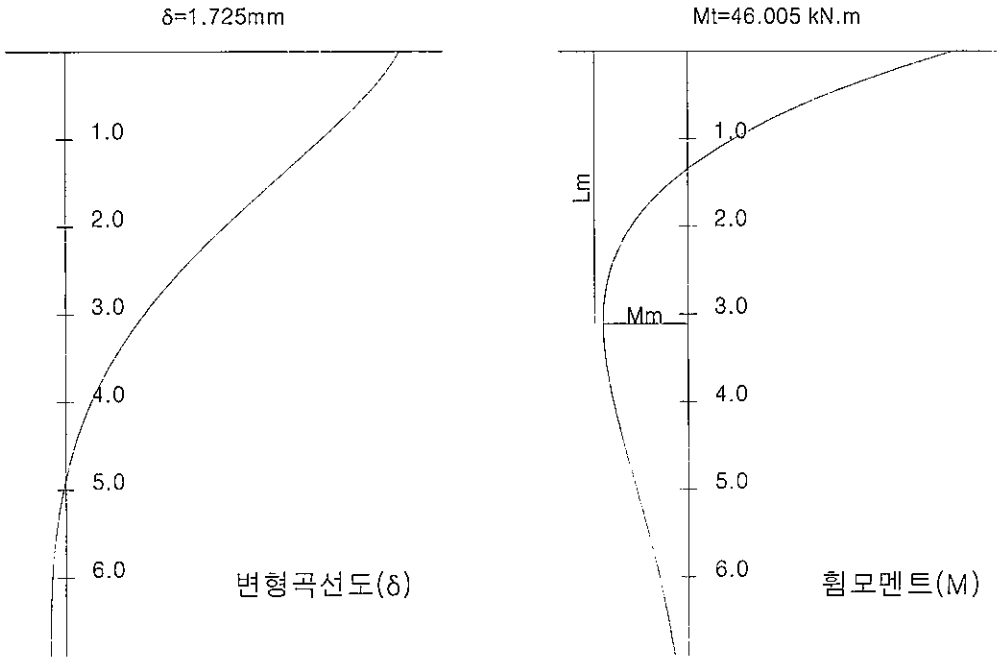
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -14.511 kN.m, 3.108 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.725 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.725 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	46.005	-50.551	1.725	
0.460	25.509	-38.744	1.571	
0.920	10.156	-28.258	1.361	
1.380	-0.733	-19.365	1.129	
1.840	-7.915	-12.137	0.898	
2.300	-12.145	-6.509	0.683	
2.760	-14.125	-2.326	0.494	
3.220	-14.476	0.610	0.334	
3.680	-13.721	2.519	0.206	
4.140	-12.284	3.614	0.106	
4.600	-10.490	4.095	0.033	
5.060	-8.583	4.135	-0.018	
5.520	-6.731	3.880	-0.051	
5.980	-5.041	3.445	-0.069	
6.440	-3.575	2.921	-0.076	
6.900	-2.357	2.374	-0.076	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	95928152.2	95928152.2
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0001008	0.0013247	0.0000027	COMBO 1	0.0000015	0.0018819	0.0000007
COMBO 2	0.0002035	0.0011538	0.0000059	COMBO 2	0.0002639	0.0011496	0.0000079
COMBO 3	0.0002035	0.0011538	0.0000059	COMBO 3	0.0002436	0.0010342	0.0000073
COMBO 4	0.0028981	0.0011538	0.0002219	COMBO 4	0.0028981	0.0011538	0.0002219

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.898 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0001008	0.0013349	0.0000027	418.127	0.991	0.000
	2	0.0001008	0.0013315	0.0000027	417.063	0.991	0.000
	3	0.0001008	0.0013281	0.0000027	415.999	0.991	0.000
	4	0.0001008	0.0013247	0.0000027	414.935	0.991	0.000
	5	0.0001008	0.0013213	0.0000027	413.871	0.991	0.000
	6	0.0001008	0.0013179	0.0000027	412.807	0.991	0.000
	7	0.0001008	0.0013145	0.0000027	411.743	0.991	0.000
COMBO 2	1	0.0002035	0.0011760	0.0000059	368.371	2.000	0.000
	2	0.0002035	0.0011686	0.0000059	366.052	2.000	0.000
	3	0.0002035	0.0011612	0.0000059	363.733	2.000	0.000
	4	0.0002035	0.0011538	0.0000059	361.414	2.000	0.000
	5	0.0002035	0.0011464	0.0000059	359.095	2.000	0.000
	6	0.0002035	0.0011390	0.0000059	356.776	2.000	0.000
	7	0.0002035	0.0011316	0.0000059	354.457	2.000	0.000
COMBO 3	1	0.0002035	0.0011760	0.0000059	368.371	2.000	0.000
	2	0.0002035	0.0011686	0.0000059	366.052	2.000	0.000
	3	0.0002035	0.0011612	0.0000059	363.733	2.000	0.000
	4	0.0002035	0.0011538	0.0000059	361.414	2.000	0.000
	5	0.0002035	0.0011464	0.0000059	359.095	2.000	0.000
	6	0.0002035	0.0011390	0.0000059	356.776	2.000	0.000
	7	0.0002035	0.0011316	0.0000059	354.457	2.000	0.000
COMBO 4	1	0.0028981	0.0019858	0.0002219	622.016	50.551	0.000
	2	0.0028981	0.0017085	0.0002219	535.149	50.551	0.000
	3	0.0028981	0.0014311	0.0002219	448.281	50.551	0.000
	4	0.0028981	0.0011538	0.0002219	361.414	50.551	0.000
	5	0.0028981	0.0008765	0.0002219	274.547	50.551	0.000
	6	0.0028981	0.0005992	0.0002219	187.680	50.551	0.000
	7	0.0028981	0.0003218	0.0002219	100.812	50.551	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000015	0.0018845	0.0000007	590.284	0.015	0.000
	2	0.0000015	0.0018836	0.0000007	590.016	0.015	0.000
	3	0.0000015	0.0018828	0.0000007	589.748	0.015	0.000
	4	0.0000015	0.0018819	0.0000007	589.480	0.015	0.000
	5	0.0000015	0.0018811	0.0000007	589.212	0.015	0.000
	6	0.0000015	0.0018802	0.0000007	588.944	0.015	0.000
	7	0.0000015	0.0018793	0.0000007	588.676	0.015	0.000
COMBO 2	1	0.0002639	0.0011791	0.0000079	369.343	2.594	0.000
	2	0.0002639	0.0011693	0.0000079	366.260	2.594	0.000
	3	0.0002639	0.0011594	0.0000079	363.177	2.594	0.000
	4	0.0002639	0.0011496	0.0000079	360.094	2.594	0.000
	5	0.0002639	0.0011398	0.0000079	357.011	2.594	0.000
	6	0.0002639	0.0011299	0.0000079	353.928	2.594	0.000
	7	0.0002639	0.0011201	0.0000079	350.845	2.594	0.000
COMBO 3	1	0.0002436	0.0010615	0.0000073	332.506	2.394	0.000
	2	0.0002436	0.0010524	0.0000073	329.654	2.394	0.000
	3	0.0002436	0.0010433	0.0000073	326.803	2.394	0.000
	4	0.0002436	0.0010342	0.0000073	323.952	2.394	0.000
	5	0.0002436	0.0010251	0.0000073	321.101	2.394	0.000
	6	0.0002436	0.0010160	0.0000073	318.250	2.394	0.000
	7	0.0002436	0.0010069	0.0000073	315.399	2.394	0.000
COMBO 4	1	0.0028981	0.0019858	0.0002219	622.016	50.551	0.000
	2	0.0028981	0.0017085	0.0002219	535.149	50.551	0.000
	3	0.0028981	0.0014311	0.0002219	448.281	50.551	0.000
	4	0.0028981	0.0011538	0.0002219	361.414	50.551	0.000
	5	0.0028981	0.0008765	0.0002219	274.547	50.551	0.000
	6	0.0028981	0.0005992	0.0002219	187.680	50.551	0.000
	7	0.0028981	0.0003218	0.0002219	100.812	50.551	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	418.127	0.991	0.000	7
	2	2.500	0	417.063	0.991	0.000	7
	3	1.250	0	415.999	0.991	0.000	7
	4	0.000	0	414.935	0.991	0.000	7
	5	-1.250	0	413.871	0.991	0.000	7
	6	-2.500	0	412.807	0.991	0.000	7
	7	-3.750	0	411.743	0.991	0.000	7
	계			20331.827	48.560	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	368.371	2.000	0.000	7
	2	2.500	0	366.052	2.000	0.000	7
	3	1.250	0	363.733	2.000	0.000	7
	4	0.000	0	361.414	2.000	0.000	7
	5	-1.250	0	359.095	2.000	0.000	7
	6	-2.500	0	356.776	2.000	0.000	7
	7	-3.750	0	354.457	2.000	0.000	7
	계			17709.289	97.984	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	368.371	2.000	0.000	7
	2	2.500	0	366.052	2.000	0.000	7
	3	1.250	0	363.733	2.000	0.000	7
	4	0.000	0	361.414	2.000	0.000	7
	5	-1.250	0	359.095	2.000	0.000	7
	6	-2.500	0	356.776	2.000	0.000	7
	7	-3.750	0	354.457	2.000	0.000	7
	계			17709.289	97.984	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	622.016	50.551	0.000	7
	2	2.500	0	535.149	50.551	0.000	7
	3	1.250	0	448.281	50.551	0.000	7
	4	0.000	0	361.414	50.551	0.000	7
	5	-1.250	0	274.547	50.551	0.000	7
	6	-2.500	0	187.680	50.551	0.000	7
	7	-3.750	0	100.812	50.551	0.000	7
	계			17709.289	2477.013	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	590.284	0.015	0.000	7
	2	2.500	0	590.016	0.015	0.000	7
	3	1.250	0	589.748	0.015	0.000	7
	4	0.000	0	589.480	0.015	0.000	7
	5	-1.250	0	589.212	0.015	0.000	7
	6	-2.500	0	588.944	0.015	0.000	7
	7	-3.750	0	588.676	0.015	0.000	7
	계			28884.513	0.715	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	369.343	2.594	0.000	7
	2	2.500	0	366.260	2.594	0.000	7
	3	1.250	0	363.177	2.594	0.000	7
	4	0.000	0	360.094	2.594	0.000	7
	5	-1.250	0	357.011	2.594	0.000	7
	6	-2.500	0	353.928	2.594	0.000	7
	7	-3.750	0	350.845	2.594	0.000	7
	계			17644.591	127.095	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	332.506	2.394	0.000	7
	2	2.500	0	329.654	2.394	0.000	7
	3	1.250	0	326.803	2.394	0.000	7
	4	0.000	0	323.952	2.394	0.000	7
	5	-1.250	0	321.101	2.394	0.000	7
	6	-2.500	0	318.250	2.394	0.000	7
	7	-3.750	0	315.399	2.394	0.000	7
	계			15873.662	117.296	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	622.016	50.551	0.000	7
	2	2.500	0	535.149	50.551	0.000	7
	3	1.250	0	448.281	50.551	0.000	7
	4	0.000	0	361.414	50.551	0.000	7
	5	-1.250	0	274.547	50.551	0.000	7
	6	-2.500	0	187.680	50.551	0.000	7
	7	-3.750	0	100.812	50.551	0.000	7
	계			17709.289	2477.013	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

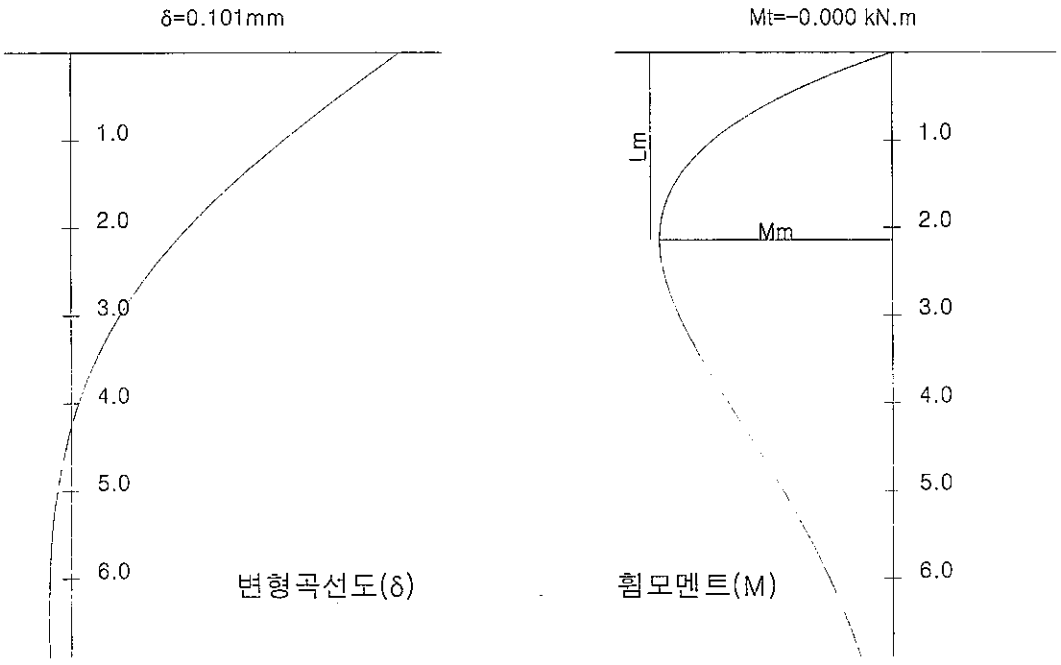
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.870 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.101 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.101 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.991	0.101	
0.460	-0.383	-0.684	0.084	
0.920	-0.638	-0.432	0.068	
1.380	-0.789	-0.232	0.053	
1.840	-0.858	-0.078	0.040	
2.300	-0.867	0.036	0.029	
2.760	-0.831	0.115	0.019	
3.220	-0.765	0.166	0.012	
3.680	-0.681	0.195	0.006	
4.140	-0.588	0.205	0.001	
4.600	-0.494	0.203	-0.002	
5.060	-0.403	0.192	-0.004	
5.520	-0.318	0.175	-0.006	
5.980	-0.243	0.154	-0.007	
6.440	-0.177	0.132	-0.007	
6.900	-0.122	0.109	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

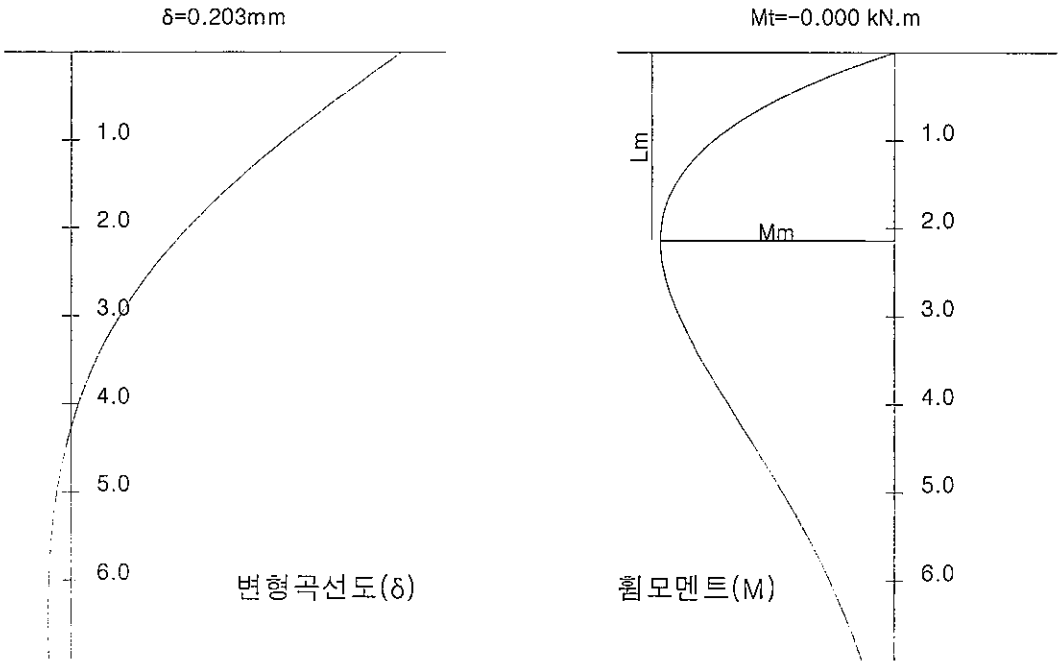
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.755 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.203 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.203 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.000	0.203	
0.460	-0.773	-1.381	0.169	
0.920	-1.287	-0.872	0.137	
1.380	-1.592	-0.468	0.107	
1.840	-1.732	-0.157	0.081	
2.300	-1.749	0.072	0.058	
2.760	-1.676	0.233	0.039	
3.220	-1.543	0.336	0.024	
3.680	-1.374	0.393	0.011	
4.140	-1.187	0.415	0.002	
4.600	-0.997	0.410	-0.004	
5.060	-0.813	0.387	-0.009	
5.520	-0.642	0.352	-0.012	
5.980	-0.490	0.310	-0.013	
6.440	-0.357	0.265	-0.014	
6.900	-0.246	0.221	-0.013	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : SVB04

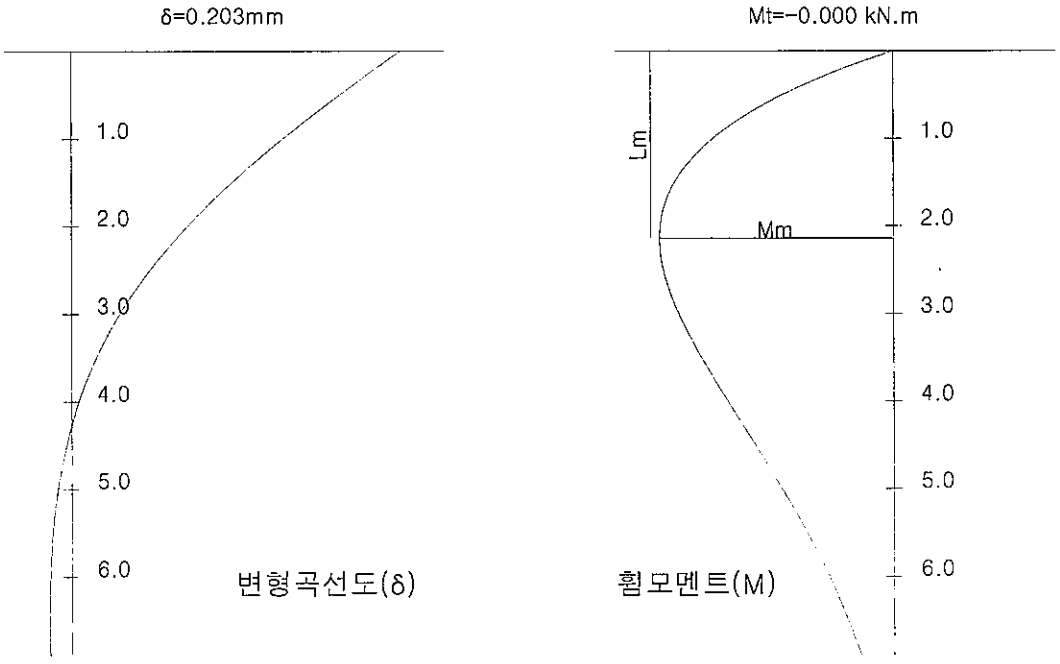
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.755 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.203 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.203 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.000	0.203	
0.460	-0.773	-1.381	0.169	
0.920	-1.287	-0.872	0.137	
1.380	-1.592	-0.468	0.107	
1.840	-1.732	-0.157	0.081	
2.300	-1.749	0.072	0.058	
2.760	-1.676	0.233	0.039	
3.220	-1.543	0.336	0.024	
3.680	-1.374	0.393	0.011	
4.140	-1.187	0.415	0.002	
4.600	-0.997	0.410	-0.004	
5.060	-0.813	0.387	-0.009	
5.520	-0.642	0.352	-0.012	
5.980	-0.490	0.310	-0.013	
6.440	-0.357	0.265	-0.014	
6.900	-0.246	0.221	-0.013	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

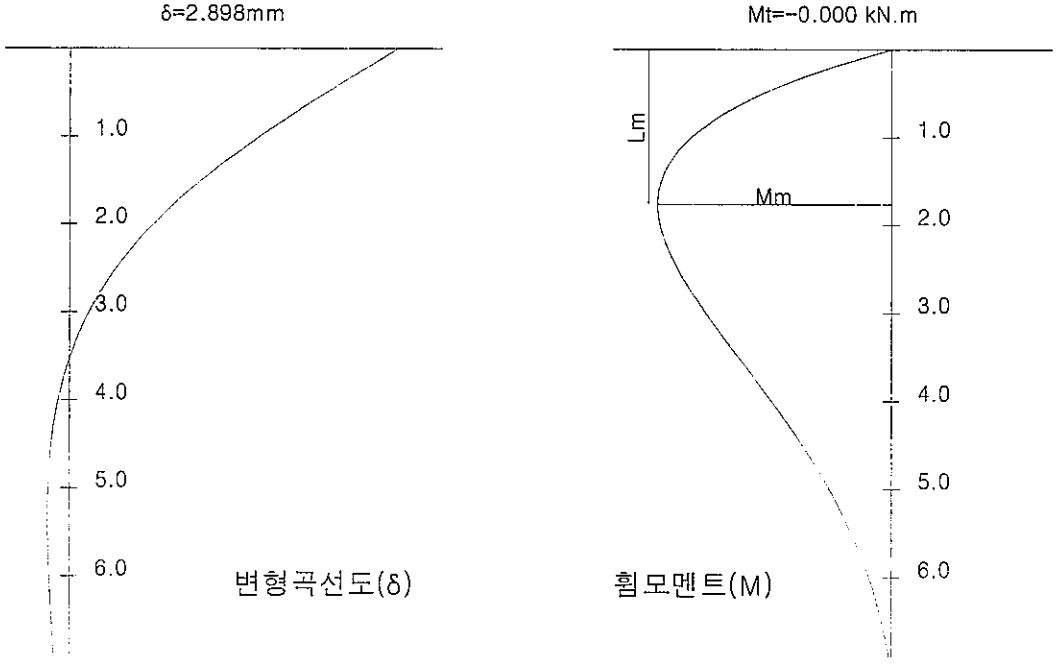
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.636 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.898 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.898 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.551	2.898	
0.460	-18.818	-31.966	2.313	
0.920	-30.032	-17.440	1.766	
1.380	-35.430	-6.603	1.282	
1.840	-36.596	1.045	0.873	
2.300	-34.873	6.053	0.542	
2.760	-31.349	8.966	0.286	
3.220	-26.869	10.288	0.095	
3.680	-22.059	10.464	-0.037	
4.140	-17.360	9.867	-0.123	
4.600	-13.054	8.797	-0.171	
5.060	-9.303	7.486	-0.192	
5.520	-6.177	6.104	-0.192	
5.980	-3.679	4.770	-0.180	
6.440	-1.769	3.558	-0.159	
6.900	-0.380	2.511	-0.134	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB01

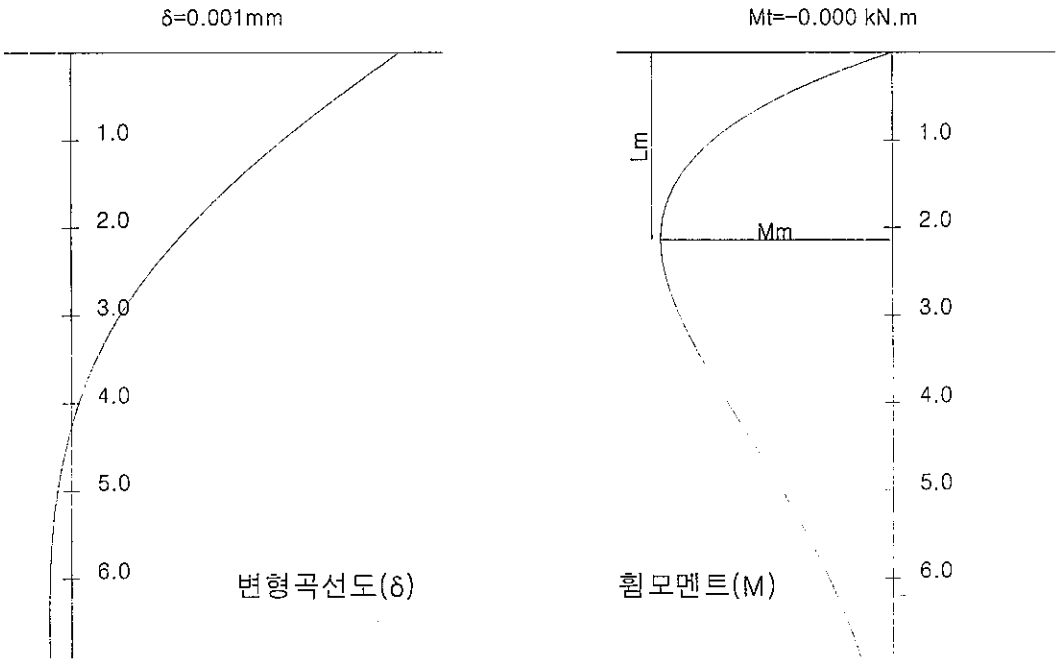
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.013 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.001 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.001 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.015	0.001	
0.460	-0.006	-0.010	0.001	
0.920	-0.009	-0.006	0.001	
1.380	-0.012	-0.003	0.001	
1.840	-0.013	-0.001	0.001	
2.300	-0.013	0.001	0.000	
2.760	-0.012	0.002	0.000	
3.220	-0.011	0.002	0.000	
3.680	-0.010	0.003	0.000	
4.140	-0.009	0.003	0.000	
4.600	-0.007	0.003	0.000	
5.060	-0.006	0.003	0.000	
5.520	-0.005	0.003	0.000	
5.980	-0.004	0.002	0.000	
6.440	-0.003	0.002	0.000	
6.900	-0.002	0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UEB04

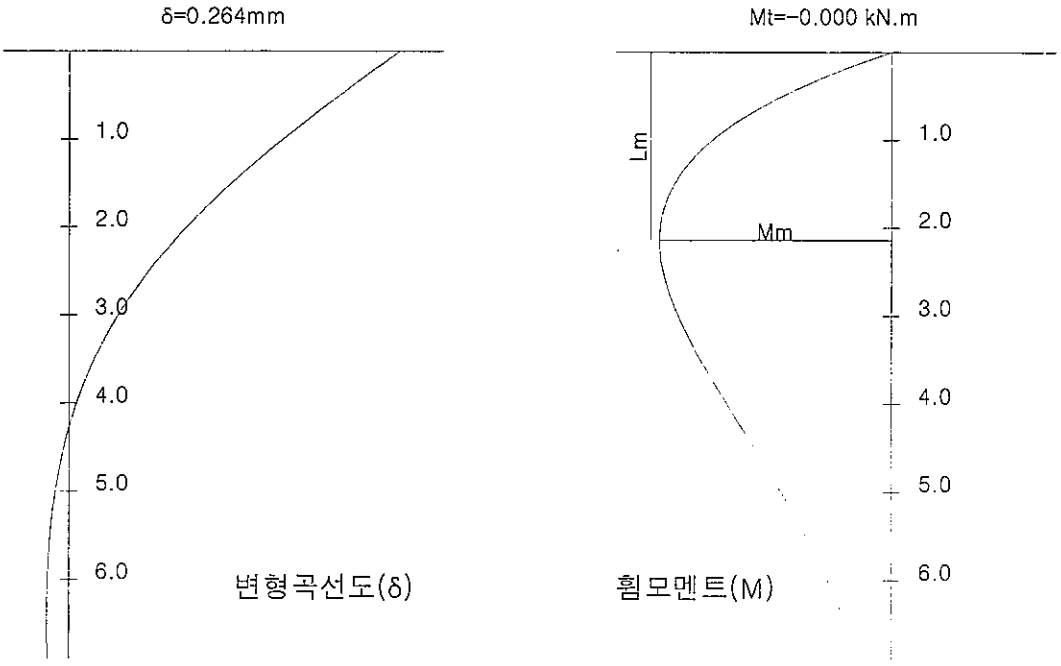
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.276 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.264 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.264 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.594	0.264	
0.460	-1.003	-1.791	0.220	
0.920	-1.670	-1.132	0.178	
1.380	-2.065	-0.607	0.139	
1.840	-2.247	-0.204	0.105	
2.300	-2.268	0.094	0.075	
2.760	-2.174	0.302	0.051	
3.220	-2.002	0.435	0.031	
3.680	-1.783	0.509	0.015	
4.140	-1.540	0.538	0.003	
4.600	-1.293	0.532	-0.006	
5.060	-1.054	0.502	-0.012	
5.520	-0.833	0.457	-0.015	
5.980	-0.635	0.402	-0.017	
6.440	-0.464	0.344	-0.018	
6.900	-0.319	0.286	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE826

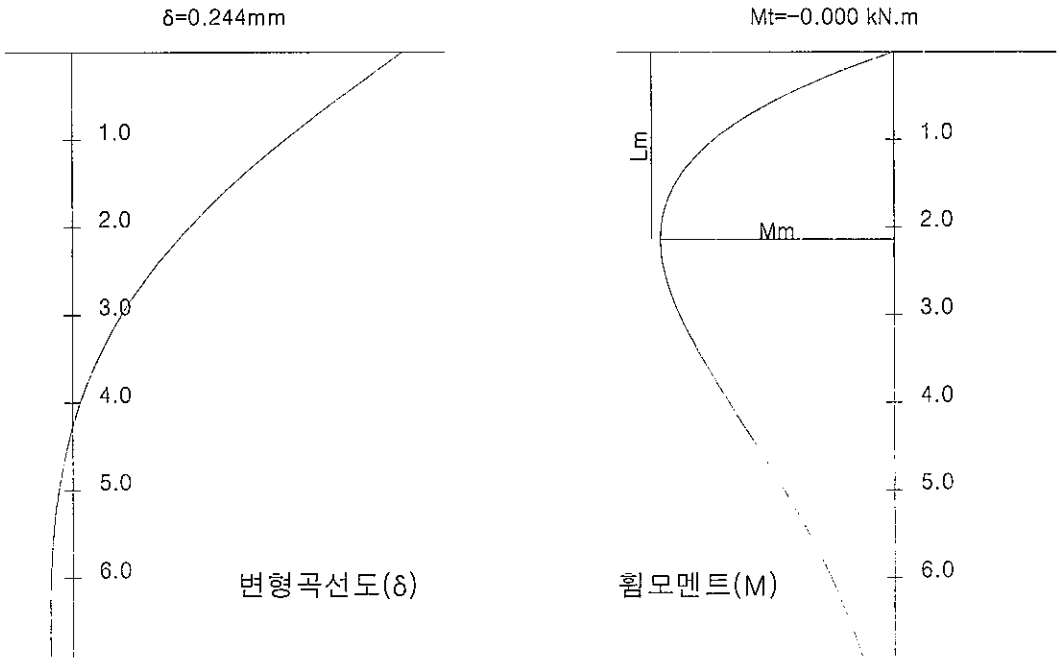
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -2.100 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.244 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.244 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.394	0.244	
0.460	-0.925	-1.653	0.203	
0.920	-1.541	-1.044	0.164	
1.380	-1.905	-0.560	0.128	
1.840	-2.073	-0.188	0.097	
2.300	-2.093	0.087	0.069	
2.760	-2.006	0.278	0.047	
3.220	-1.848	0.402	0.028	
3.680	-1.645	0.470	0.014	
4.140	-1.421	0.496	0.003	
4.600	-1.193	0.491	-0.005	
5.060	-0.973	0.464	-0.011	
5.520	-0.769	0.422	-0.014	
5.980	-0.586	0.371	-0.016	
6.440	-0.428	0.318	-0.016	
6.900	-0.294	0.264	-0.016	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULB22

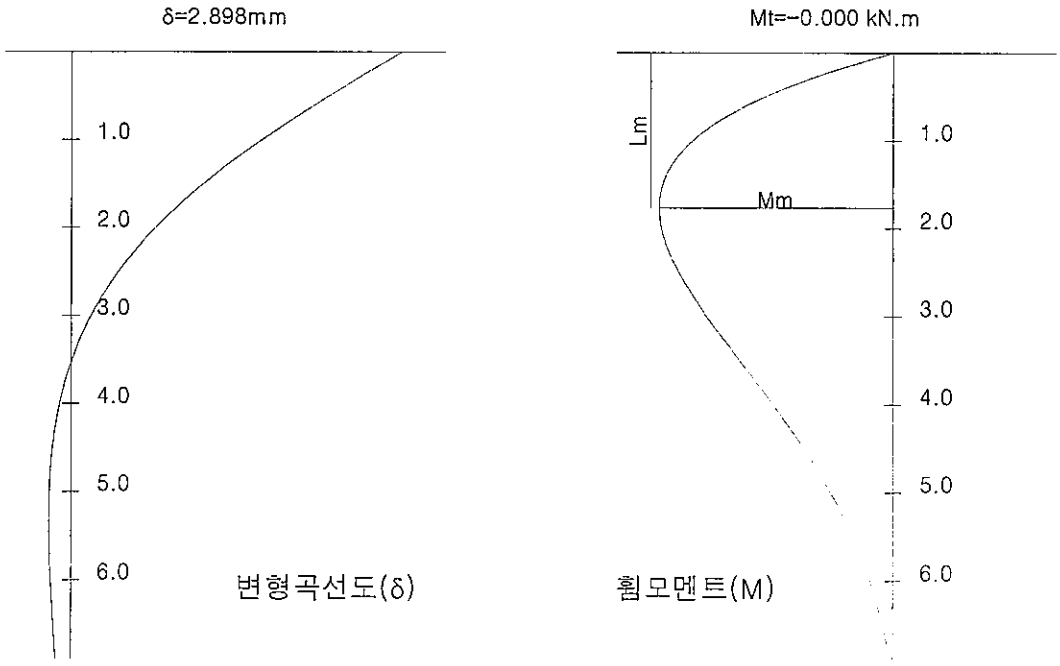
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -36.636 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.898 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.898 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-50.551	2.898	
0.460	-18.818	-31.966	2.313	
0.920	-30.032	-17.440	1.766	
1.380	-35.430	-6.603	1.282	
1.840	-36.596	1.045	0.873	
2.300	-34.873	6.053	0.542	
2.760	-31.349	8.966	0.286	
3.220	-26.869	10.288	0.095	
3.680	-22.059	10.464	-0.037	
4.140	-17.360	9.867	-0.123	
4.600	-13.054	8.797	-0.171	
5.060	-9.303	7.486	-0.192	
5.520	-6.177	6.104	-0.192	
5.980	-3.679	4.770	-0.180	
6.440	-1.769	3.558	-0.159	
6.900	-0.380	2.511	-0.134	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	-	-	-
1.571	13.000	사질토	3.600	26.000	147.030
1.571	50.000	사질토	3.000	100.000	471.239
계	-	-	-	-	618.270

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.2035 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.8981 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 618.270 + 10.92 = 217.015 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 618.270 + 10.92 = 320.060 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	418.864	411.007	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	418.127	411.743	1730.000	217.015	O.K
COMBO 2	FIX	369.847	352.981	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	368.371	354.457	1730.000	217.015	O.K
COMBO 3	FIX	369.847	352.981	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	368.371	354.457	1730.000	217.015	O.K
COMBO 4	FIX	649.619	73.210	2595.000	320.060	O.K
	HINGE	622.016	100.812	2595.000	320.060	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	418.864	1.227	8.088	28.00	7.841	0.00	O.K
	HINGE	418.127	0.870	8.045	28.00	7.870	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	369.847	2.460	7.761	28.00	7.264	0.00	O.K
	HINGE	368.371	1.755	7.676	28.00	7.322	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	369.847	2.460	7.761	28.00	7.264	0.00	O.K
	HINGE	368.371	1.755	7.676	28.00	7.322	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	649.619	46.005	14.735	42.00	5.447	-5.00	O.K
	HINGE	622.016	36.636	13.535	42.00	6.139	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

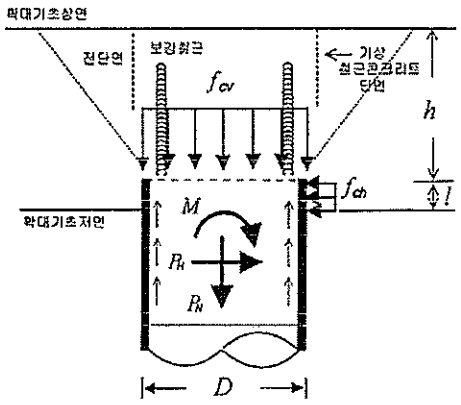
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.991	0.018	0.850	O.K
	HINGE	0.991	0.018	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	2.000	0.036	0.850	O.K
	HINGE	2.000	0.036	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	2.000	0.036	0.850	O.K
	HINGE	2.000	0.036	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	50.551	0.910	1.250	O.K
	HINGE	50.551	0.910	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(㎜)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 418863.5 / (π/4 x 500 ²)
= 2.133 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 649618.5 / (π/4 x 500 ²)
= 3.308 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 418863.5 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.029 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 649618.5 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.045 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 1999.683 / (500 x 100)
= 0.040 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 50551.284 / (500 x 100)
= 1.011 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

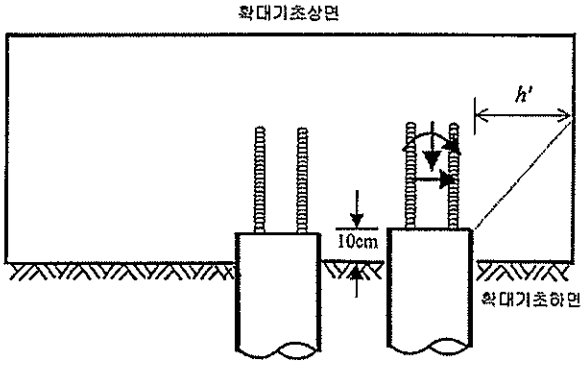
τh = 1999.683 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.003 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 50551.284 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.084 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 590284.106 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 590284.106 N ∴ O.K

18. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

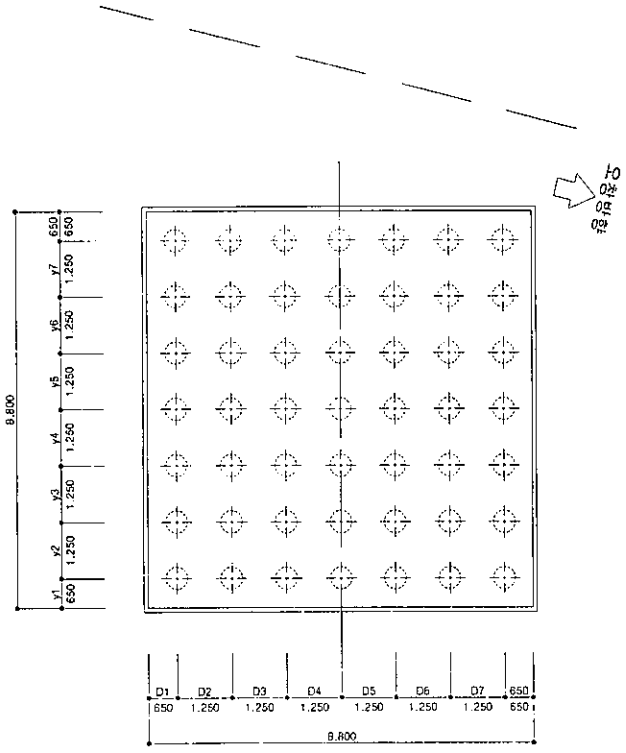
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	6.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 12
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	19900.934	44.297	247.820	SVB05
	COMBO 2	16766.538	87.729	571.173	SVB04
	COMBO 3	16766.538	87.729	571.173	SVB04
	COMBO 4	16766.538	2409.625	20866.173	SVB22
계수하중	COMBO 1	28311.470	0.715	86.629	ULB01
	COMBO 2	16701.840	114.334	749.768	UEB04
	COMBO 3	15025.186	105.561	692.650	UEB26
	COMBO 4	16766.538	2409.625	20866.173	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.498

Kv = a x Ap x Ep / L = 313234.783 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 12 = 14400 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.218	32723.12
2.218	2.551	18715.54
2.551	2.585	17760.44
2.585	2.588	17673.44
2.588	2.588	17665.31
2.588	2.588	17664.54
2.588	2.588	17664.47

Kh = 17664.47 kN/㎥

β = 0.386 m-1

βL = 0.386 x 6.9000 = 2.666 < 3 ∴ 유한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.865	65446.24
1.865	2.111	39944.23
2.111	2.135	38137.40
2.135	2.137	37972.26
2.137	2.138	37956.82
2.138	2.138	37955.37
2.138	2.138	37955.23

Kh = 37955.22 kN/㎥

β = 0.468 m-1

βL = 0.468 x 6.9000 = 3.228 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	22858.707	40567.658	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	29580.317	43359.907	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	29580.317	43359.907	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	76556.838	92688.690	$2EI\beta$	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1120076.7	1987815.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1449435.6	-2124635.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	99679437.2	100469898.0
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000436	0.0012966	0.0000031	COMBO 1	0.0000018	0.0018446	0.0000009
COMBO 2	0.0000874	0.0010924	0.0000070	COMBO 2	0.0001140	0.0010882	0.0000092
COMBO 3	0.0000874	0.0010924	0.0000070	COMBO 3	0.0001052	0.0009789	0.0000085
COMBO 4	0.0014673	0.0010924	0.0002387	COMBO 4	0.0014673	0.0010924	0.0002387

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.467 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000436	0.0013083	0.0000031	409.806	0.904	-1.050
	2	0.0000436	0.0013044	0.0000031	408.585	0.904	-1.050
	3	0.0000436	0.0013005	0.0000031	407.363	0.904	-1.050
	4	0.0000436	0.0012966	0.0000031	406.142	0.904	-1.050
	5	0.0000436	0.0012927	0.0000031	404.920	0.904	-1.050
	6	0.0000436	0.0012888	0.0000031	403.698	0.904	-1.050
	7	0.0000436	0.0012849	0.0000031	402.477	0.904	-1.050
COMBO 2	1	0.0000874	0.0011186	0.0000070	350.398	1.790	-2.049
	2	0.0000874	0.0011099	0.0000070	347.656	1.790	-2.049
	3	0.0000874	0.0011011	0.0000070	344.915	1.790	-2.049
	4	0.0000874	0.0010924	0.0000070	342.174	1.790	-2.049
	5	0.0000874	0.0010836	0.0000070	339.433	1.790	-2.049
	6	0.0000874	0.0010749	0.0000070	336.692	1.790	-2.049
	7	0.0000874	0.0010661	0.0000070	333.951	1.790	-2.049
COMBO 3	1	0.0000874	0.0011186	0.0000070	350.398	1.790	-2.049
	2	0.0000874	0.0011099	0.0000070	347.656	1.790	-2.049
	3	0.0000874	0.0011011	0.0000070	344.915	1.790	-2.049
	4	0.0000874	0.0010924	0.0000070	342.174	1.790	-2.049
	5	0.0000874	0.0010836	0.0000070	339.433	1.790	-2.049
	6	0.0000874	0.0010749	0.0000070	336.692	1.790	-2.049
	7	0.0000874	0.0010661	0.0000070	333.951	1.790	-2.049
COMBO 4	1	0.0014673	0.0019876	0.0002387	622.577	49.176	-41.498
	2	0.0014673	0.0016892	0.0002387	529.109	49.176	-41.498
	3	0.0014673	0.0013908	0.0002387	435.642	49.176	-41.498
	4	0.0014673	0.0010924	0.0002387	342.174	49.176	-41.498
	5	0.0014673	0.0007940	0.0002387	248.707	49.176	-41.498
	6	0.0014673	0.0004956	0.0002387	155.239	49.176	-41.498
	7	0.0014673	0.0001972	0.0002387	61.771	49.176	-41.498

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000018	0.0018479	0.0000009	578.837	0.015	0.015
	2	0.0000018	0.0018468	0.0000009	578.486	0.015	0.015
	3	0.0000018	0.0018457	0.0000009	578.136	0.015	0.015
	4	0.0000018	0.0018446	0.0000009	577.785	0.015	0.015
	5	0.0000018	0.0018435	0.0000009	577.435	0.015	0.015
	6	0.0000018	0.0018423	0.0000009	577.084	0.015	0.015
	7	0.0000018	0.0018412	0.0000009	576.734	0.015	0.015
COMBO 2	1	0.0001140	0.0011226	0.0000092	351.636	2.333	-2.668
	2	0.0001140	0.0011111	0.0000092	348.042	2.333	-2.668
	3	0.0001140	0.0010996	0.0000092	344.448	2.333	-2.668
	4	0.0001140	0.0010882	0.0000092	340.854	2.333	-2.668
	5	0.0001140	0.0010767	0.0000092	337.260	2.333	-2.668
	6	0.0001140	0.0010652	0.0000092	333.666	2.333	-2.668
	7	0.0001140	0.0010538	0.0000092	330.072	2.333	-2.668
COMBO 3	1	0.0001052	0.0010107	0.0000085	316.596	2.154	-2.463
	2	0.0001052	0.0010001	0.0000085	313.276	2.154	-2.463
	3	0.0001052	0.0009895	0.0000085	309.956	2.154	-2.463
	4	0.0001052	0.0009789	0.0000085	306.636	2.154	-2.463
	5	0.0001052	0.0009683	0.0000085	303.317	2.154	-2.463
	6	0.0001052	0.0009577	0.0000085	299.997	2.154	-2.463
	7	0.0001052	0.0009471	0.0000085	296.677	2.154	-2.463
COMBO 4	1	0.0014673	0.0019876	0.0002387	622.577	49.176	-41.498
	2	0.0014673	0.0016892	0.0002387	529.109	49.176	-41.498
	3	0.0014673	0.0013908	0.0002387	435.642	49.176	-41.498
	4	0.0014673	0.0010924	0.0002387	342.174	49.176	-41.498
	5	0.0014673	0.0007940	0.0002387	248.707	49.176	-41.498
	6	0.0014673	0.0004956	0.0002387	155.239	49.176	-41.498
	7	0.0014673	0.0001972	0.0002387	61.771	49.176	-41.498

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	409.806	0.904	-1.050	7
	2	2.500	0	408.585	0.904	-1.050	7
	3	1.250	0	407.363	0.904	-1.050	7
	4	0.000	0	406.142	0.904	-1.050	7
	5	-1.250	0	404.920	0.904	-1.050	7
	6	-2.500	0	403.698	0.904	-1.050	7
	7	-3.750	0	402.477	0.904	-1.050	7
	계			19900.934	44.297	247.820	49
COMBO 2	1	3.750	0	350.398	1.790	-2.049	7
	2	2.500	0	347.656	1.790	-2.049	7
	3	1.250	0	344.915	1.790	-2.049	7
	4	0.000	0	342.174	1.790	-2.049	7
	5	-1.250	0	339.433	1.790	-2.049	7
	6	-2.500	0	336.692	1.790	-2.049	7
	7	-3.750	0	333.951	1.790	-2.049	7
	계			16766.538	87.729	571.173	49
COMBO 3	1	3.750	0	350.398	1.790	-2.049	7
	2	2.500	0	347.656	1.790	-2.049	7
	3	1.250	0	344.915	1.790	-2.049	7
	4	0.000	0	342.174	1.790	-2.049	7
	5	-1.250	0	339.433	1.790	-2.049	7
	6	-2.500	0	336.692	1.790	-2.049	7
	7	-3.750	0	333.951	1.790	-2.049	7
	계			16766.538	87.729	571.173	49
COMBO 4	1	3.750	0	622.577	49.176	-41.498	7
	2	2.500	0	529.109	49.176	-41.498	7
	3	1.250	0	435.642	49.176	-41.498	7
	4	0.000	0	342.174	49.176	-41.498	7
	5	-1.250	0	248.707	49.176	-41.498	7
	6	-2.500	0	155.239	49.176	-41.498	7
	7	-3.750	0	61.771	49.176	-41.498	7
	계			16766.538	2409.625	20866.173	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	578.837	0.015	0.015	7
	2	2.500	0	578.486	0.015	0.015	7
	3	1.250	0	578.136	0.015	0.015	7
	4	0.000	0	577.785	0.015	0.015	7
	5	-1.250	0	577.435	0.015	0.015	7
	6	-2.500	0	577.084	0.015	0.015	7
	7	-3.750	0	576.734	0.015	0.015	7
	계			28311.470	0.715	86.629	49
COMBO 2	1	3.750	0	351.636	2.333	-2.668	7
	2	2.500	0	348.042	2.333	-2.668	7
	3	1.250	0	344.448	2.333	-2.668	7
	4	0.000	0	340.854	2.333	-2.668	7
	5	-1.250	0	337.260	2.333	-2.668	7
	6	-2.500	0	333.666	2.333	-2.668	7
	7	-3.750	0	330.072	2.333	-2.668	7
	계			16701.840	114.334	749.768	49
COMBO 3	1	3.750	0	316.596	2.154	-2.463	7
	2	2.500	0	313.276	2.154	-2.463	7
	3	1.250	0	309.956	2.154	-2.463	7
	4	0.000	0	306.636	2.154	-2.463	7
	5	-1.250	0	303.317	2.154	-2.463	7
	6	-2.500	0	299.997	2.154	-2.463	7
	7	-3.750	0	296.677	2.154	-2.463	7
	계			15025.186	105.561	692.650	49
COMBO 4	1	3.750	0	622.577	49.176	-41.498	7
	2	2.500	0	529.109	49.176	-41.498	7
	3	1.250	0	435.642	49.176	-41.498	7
	4	0.000	0	342.174	49.176	-41.498	7
	5	-1.250	0	248.707	49.176	-41.498	7
	6	-2.500	0	155.239	49.176	-41.498	7
	7	-3.750	0	61.771	49.176	-41.498	7
	계			16766.538	2409.625	20866.173	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

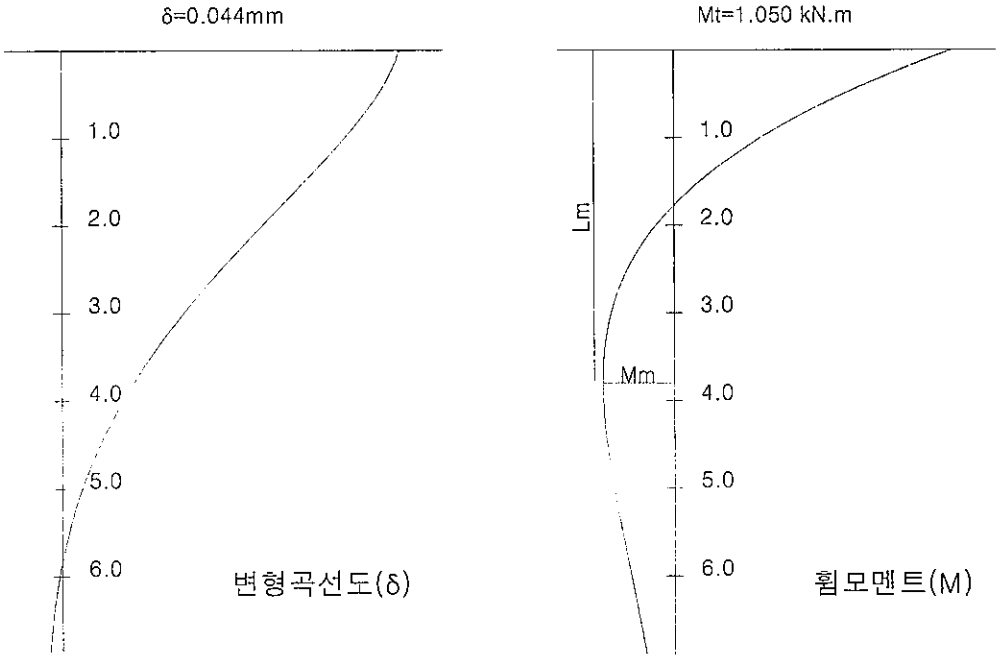
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.271 kN.m, 3.802 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.044 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.044 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	1.050	-0.904	0.044	
0.460	0.675	-0.731	0.041	
0.920	0.376	-0.571	0.037	
1.380	0.146	-0.429	0.033	
1.840	-0.022	-0.307	0.028	
2.300	-0.139	-0.205	0.023	
2.760	-0.214	-0.123	0.018	
3.220	-0.255	-0.058	0.014	
3.680	-0.270	-0.010	0.010	
4.140	-0.266	0.024	0.007	
4.600	-0.250	0.047	0.004	
5.060	-0.225	0.060	0.002	
5.520	-0.196	0.066	0.001	
5.980	-0.165	0.067	0.000	
6.440	-0.134	0.064	-0.001	
6.900	-0.106	0.059	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

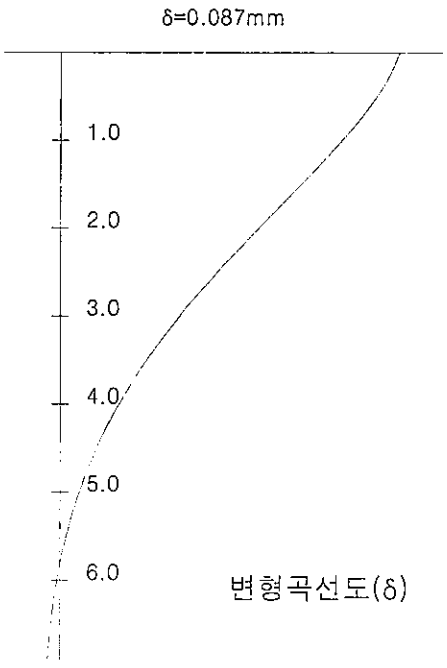
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

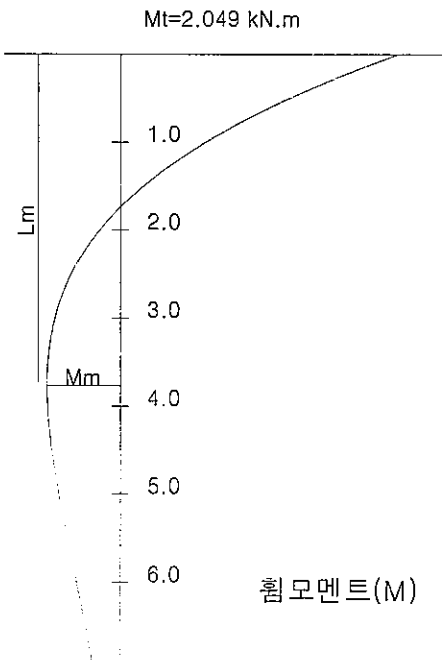
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.544 kN.m, 3.767 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.087 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.087 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.049	-1.790	0.087	
0.460	1.306	-1.445	0.082	
0.920	0.716	-1.126	0.074	
1.380	0.264	-0.843	0.065	
1.840	-0.066	-0.600	0.055	
2.300	-0.294	-0.398	0.045	
2.760	-0.438	-0.235	0.035	
3.220	-0.516	-0.109	0.027	
3.680	-0.543	-0.015	0.020	
4.140	-0.534	0.052	0.013	
4.600	-0.499	0.096	0.008	
5.060	-0.448	0.122	0.004	
5.520	-0.389	0.134	0.001	
5.980	-0.326	0.135	-0.001	
6.440	-0.266	0.129	-0.002	
6.900	-0.209	0.117	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : SVB04

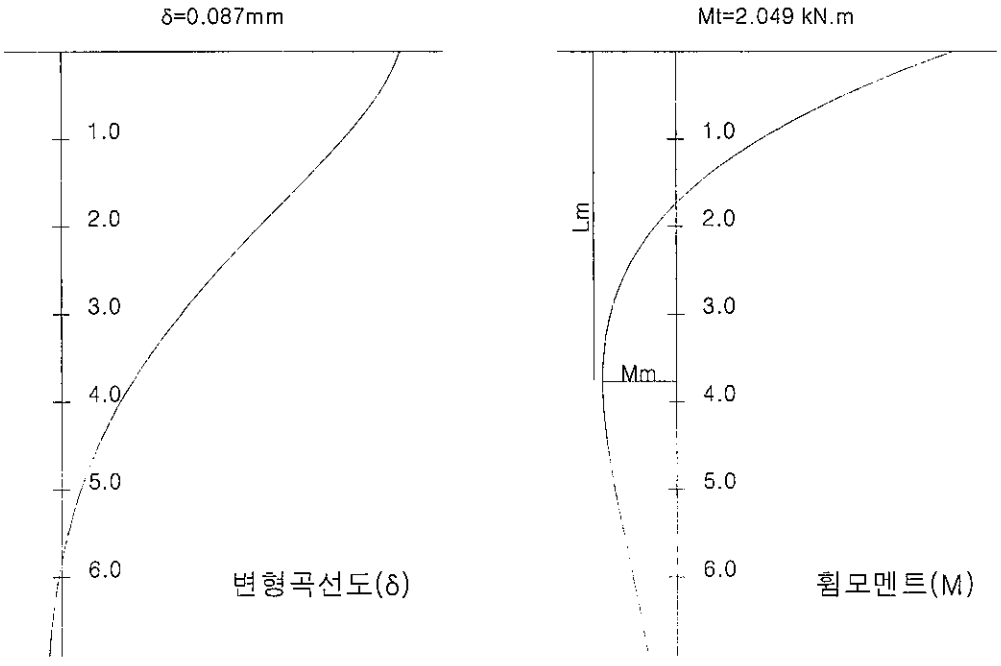
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.544 kN.m, 3.767 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.087 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.087 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.049	-1.790	0.087	
0.460	1.306	-1.445	0.082	
0.920	0.716	-1.126	0.074	
1.380	0.264	-0.843	0.065	
1.840	-0.066	-0.600	0.055	
2.300	-0.294	-0.398	0.045	
2.760	-0.438	-0.235	0.035	
3.220	-0.516	-0.109	0.027	
3.680	-0.543	-0.015	0.020	
4.140	-0.534	0.052	0.013	
4.600	-0.499	0.096	0.008	
5.060	-0.448	0.122	0.004	
5.520	-0.389	0.134	0.001	
5.980	-0.326	0.135	-0.001	
6.440	-0.266	0.129	-0.002	
6.900	-0.209	0.117	-0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

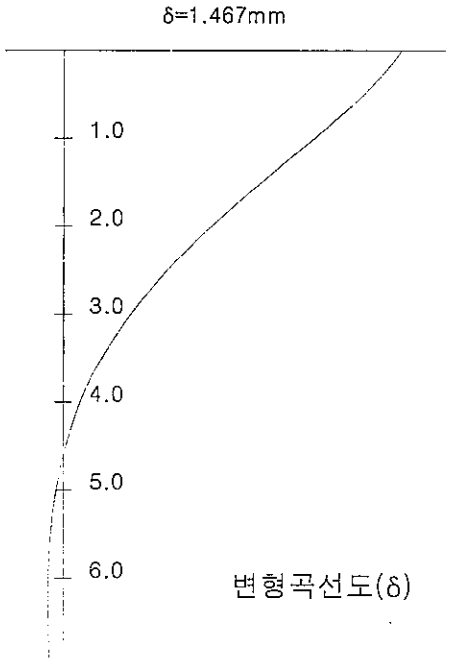
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

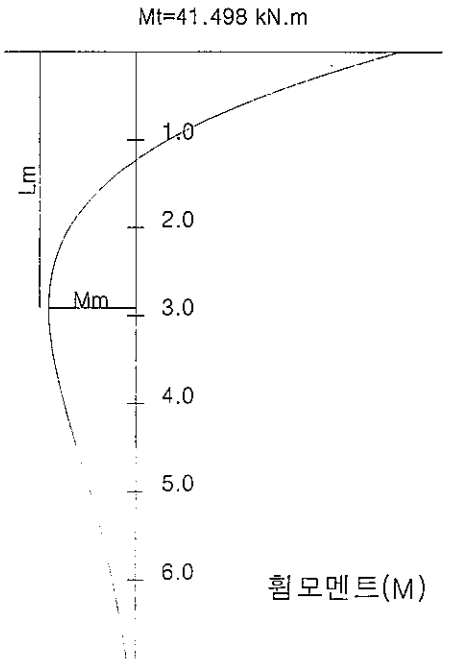
- 최대모멘트 및 깊이 : -13.740 kN.m, 2.914 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.467 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.467 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	41.498	-49.176	1.467	
0.460	21.736	-36.958	1.321	
0.920	7.263	-26.253	1.127	
1.380	-2.691	-17.331	0.917	
1.840	-8.963	-10.236	0.711	
2.300	-12.372	-4.857	0.525	
2.760	-13.665	-0.997	0.364	
3.220	-13.485	1.588	0.233	
3.680	-12.361	3.150	0.130	
4.140	-10.707	3.930	0.053	
4.600	-8.832	4.144	-0.001	
5.060	-6.953	3.974	-0.036	
5.520	-5.212	3.567	-0.056	
5.980	-3.690	3.035	-0.065	
6.440	-2.425	2.463	-0.065	
6.900	-1.422	1.907	-0.061	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB01

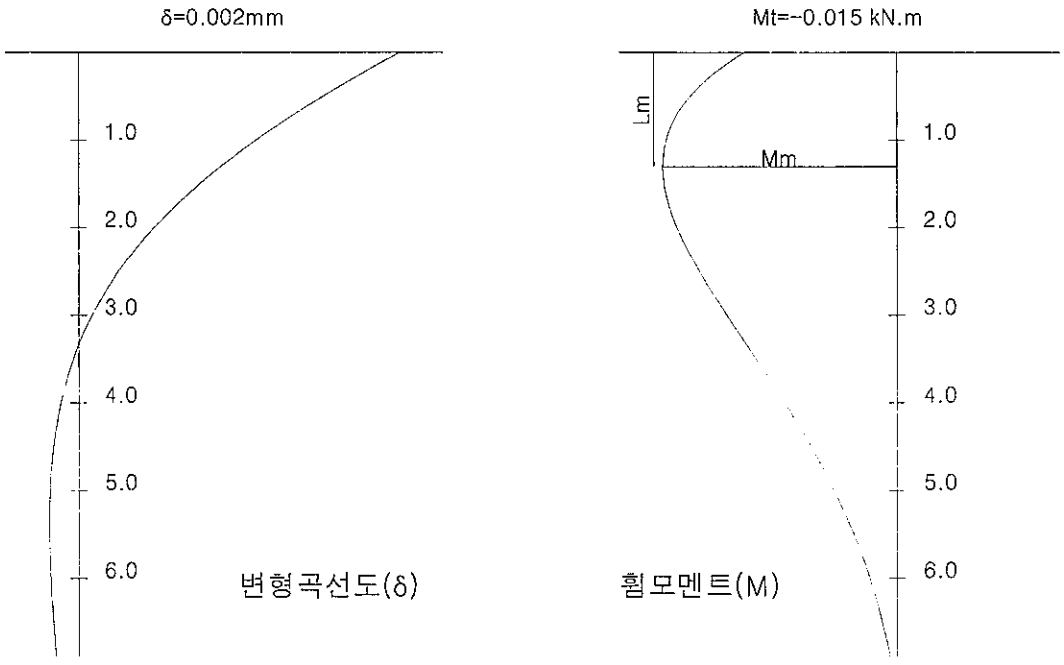
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.024 kN.m, 1.303 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.002 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.002 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-0.015	-0.015	0.002	
0.460	-0.021	-0.008	0.001	
0.920	-0.023	-0.003	0.001	
1.380	-0.024	0.001	0.001	
1.840	-0.023	0.003	0.001	
2.300	-0.021	0.005	0.000	
2.760	-0.019	0.006	0.000	
3.220	-0.016	0.006	0.000	
3.680	-0.013	0.006	0.000	
4.140	-0.011	0.005	0.000	
4.600	-0.008	0.005	0.000	
5.060	-0.006	0.004	0.000	
5.520	-0.004	0.004	0.000	
5.980	-0.003	0.003	0.000	
6.440	-0.002	0.002	0.000	
6.900	-0.001	0.002	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UEB04

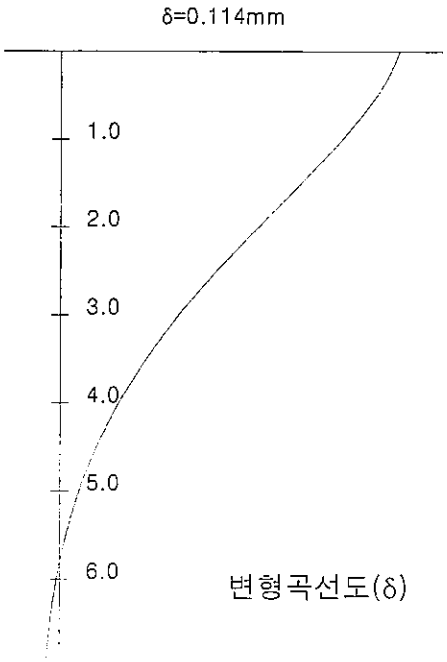
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

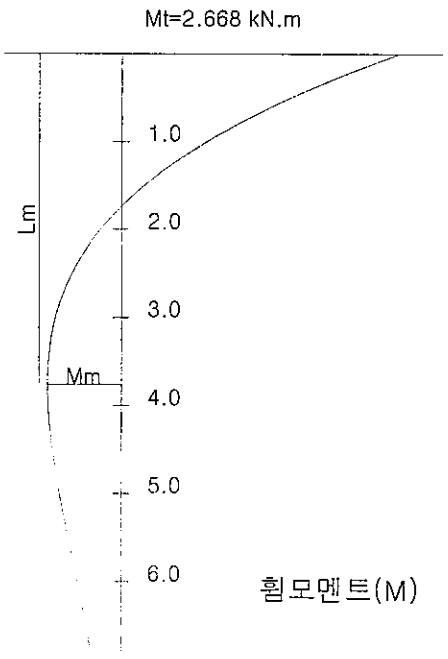
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.710 kN.m, 3.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.114 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.114 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.668	-2.333	0.114	
0.460	1.700	-1.882	0.107	
0.920	0.931	-1.467	0.097	
1.380	0.343	-1.098	0.084	
1.840	-0.087	-0.781	0.071	
2.300	-0.384	-0.518	0.058	
2.760	-0.572	-0.306	0.046	
3.220	-0.673	-0.142	0.035	
3.680	-0.709	-0.019	0.026	
4.140	-0.696	0.068	0.018	
4.600	-0.650	0.126	0.011	
5.060	-0.584	0.159	0.006	
5.520	-0.506	0.175	0.002	
5.980	-0.425	0.176	-0.001	
6.440	-0.346	0.168	-0.003	
6.900	-0.272	0.153	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : UEB26

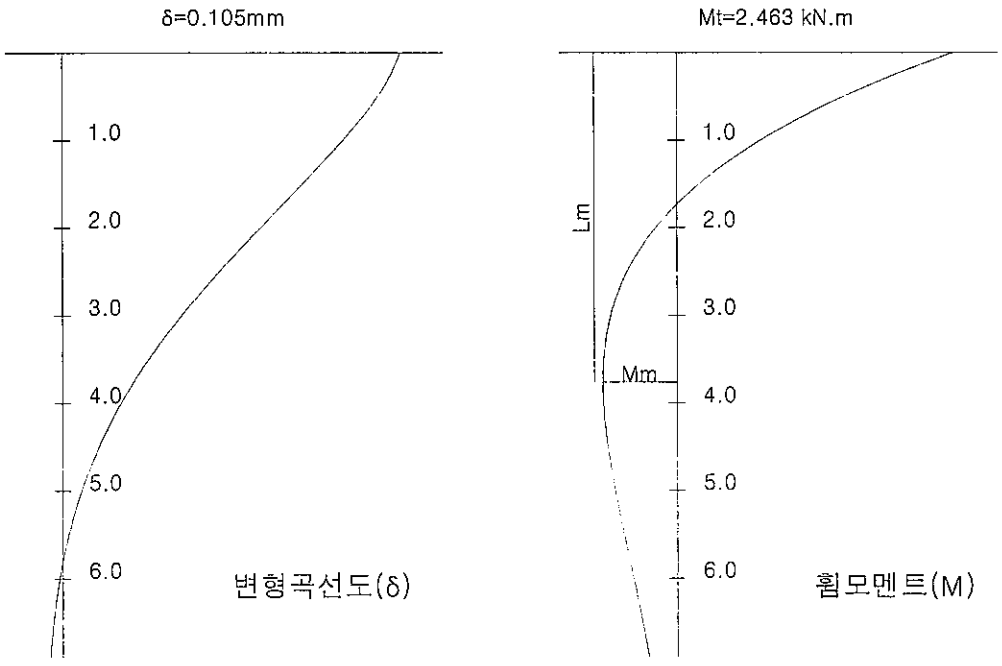
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.655 kN.m, 3.765 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.105 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.105 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	2.463	-2.154	0.105	
0.460	1.569	-1.738	0.099	
0.920	0.859	-1.354	0.089	
1.380	0.316	-1.014	0.078	
1.840	-0.081	-0.721	0.066	
2.300	-0.355	-0.478	0.054	
2.760	-0.528	-0.283	0.043	
3.220	-0.622	-0.131	0.032	
3.680	-0.654	-0.017	0.024	
4.140	-0.643	0.063	0.016	
4.600	-0.600	0.116	0.010	
5.060	-0.539	0.147	0.005	
5.520	-0.468	0.161	0.002	
5.980	-0.393	0.162	-0.001	
6.440	-0.320	0.155	-0.003	
6.900	-0.251	0.141	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : ULS22

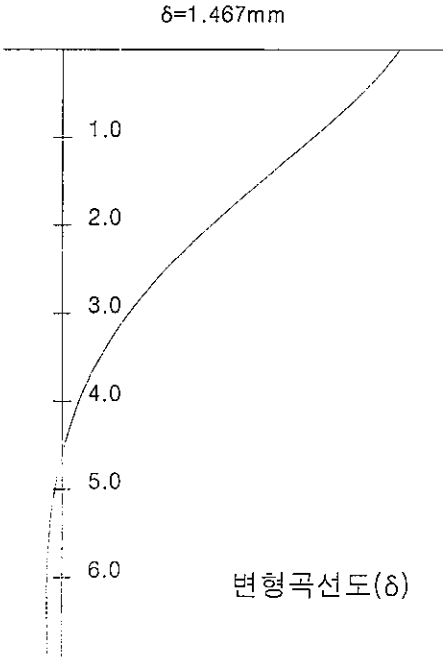
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

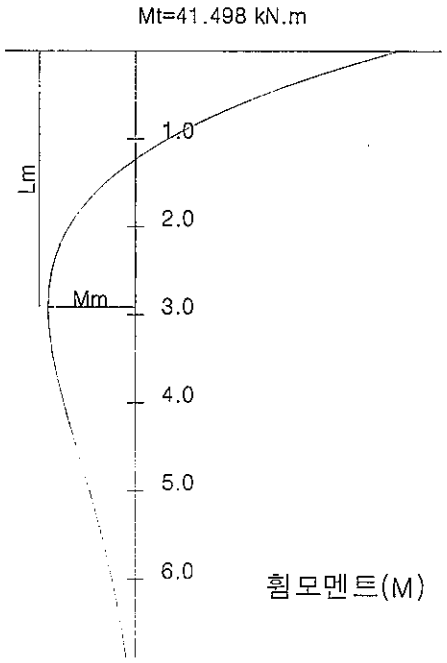
- 최대모멘트 및 깊이 : -13.740 kN.m, 2.914 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.467 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.467 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	41.498	-49.176	1.467	
0.460	21.736	-36.958	1.321	
0.920	7.263	-26.253	1.127	
1.380	-2.691	-17.331	0.917	
1.840	-8.963	-10.236	0.711	
2.300	-12.372	-4.857	0.525	
2.760	-13.665	-0.997	0.364	
3.220	-13.485	1.588	0.233	
3.680	-12.361	3.150	0.130	
4.140	-10.707	3.930	0.053	
4.600	-8.832	4.144	-0.001	
5.060	-6.953	3.974	-0.036	
5.520	-5.212	3.567	-0.056	
5.980	-3.690	3.035	-0.065	
6.440	-2.425	2.463	-0.065	
6.900	-1.422	1.907	-0.061	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	11429.354	20283.829	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

유한장 보정계수 : $\phi 1 = 1.000$, $\phi 2 = 1.000$, $\phi 3 = 1.000$, $\phi 4 = 1.000$

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	560038.3	993907.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15348504.3	15348504.3
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	95928152.2	95928152.2
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0000791	0.0012966	0.0000026	COMBO 1	0.0000013	0.0018446	0.0000009
COMBO 2	0.0001566	0.0010924	0.0000060	COMBO 2	0.0002042	0.0010882	0.0000078
COMBO 3	0.0001566	0.0010924	0.0000060	COMBO 3	0.0001885	0.0009789	0.0000072
COMBO 4	0.0024244	0.0010924	0.0002175	COMBO 4	0.0024244	0.0010924	0.0002175

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.424 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000791	0.0013063	0.0000026	409.176	0.904	0.000
	2	0.0000791	0.0013031	0.0000026	408.165	0.904	0.000
	3	0.0000791	0.0012998	0.0000026	407.153	0.904	0.000
	4	0.0000791	0.0012966	0.0000026	406.142	0.904	0.000
	5	0.0000791	0.0012934	0.0000026	405.130	0.904	0.000
	6	0.0000791	0.0012901	0.0000026	404.118	0.904	0.000
	7	0.0000791	0.0012869	0.0000026	403.107	0.904	0.000
COMBO 2	1	0.0001566	0.0011147	0.0000060	349.168	1.790	0.000
	2	0.0001566	0.0011073	0.0000060	346.837	1.790	0.000
	3	0.0001566	0.0010998	0.0000060	344.506	1.790	0.000
	4	0.0001566	0.0010924	0.0000060	342.174	1.790	0.000
	5	0.0001566	0.0010849	0.0000060	339.843	1.790	0.000
	6	0.0001566	0.0010775	0.0000060	337.512	1.790	0.000
	7	0.0001566	0.0010701	0.0000060	335.180	1.790	0.000
COMBO 3	1	0.0001566	0.0011147	0.0000060	349.168	1.790	0.000
	2	0.0001566	0.0011073	0.0000060	346.837	1.790	0.000
	3	0.0001566	0.0010998	0.0000060	344.506	1.790	0.000
	4	0.0001566	0.0010924	0.0000060	342.174	1.790	0.000
	5	0.0001566	0.0010849	0.0000060	339.843	1.790	0.000
	6	0.0001566	0.0010775	0.0000060	337.512	1.790	0.000
	7	0.0001566	0.0010701	0.0000060	335.180	1.790	0.000
COMBO 4	1	0.0024244	0.0019081	0.0002175	597.678	49.176	0.000
	2	0.0024244	0.0016362	0.0002175	512.510	49.176	0.000
	3	0.0024244	0.0013643	0.0002175	427.342	49.176	0.000
	4	0.0024244	0.0010924	0.0002175	342.174	49.176	0.000
	5	0.0024244	0.0008205	0.0002175	257.006	49.176	0.000
	6	0.0024244	0.0005486	0.0002175	171.838	49.176	0.000
	7	0.0024244	0.0002767	0.0002175	86.670	49.176	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000013	0.0018480	0.0000009	578.846	0.015	0.000
	2	0.0000013	0.0018468	0.0000009	578.492	0.015	0.000
	3	0.0000013	0.0018457	0.0000009	578.139	0.015	0.000
	4	0.0000013	0.0018446	0.0000009	577.785	0.015	0.000
	5	0.0000013	0.0018434	0.0000009	577.432	0.015	0.000
	6	0.0000013	0.0018423	0.0000009	577.078	0.015	0.000
	7	0.0000013	0.0018412	0.0000009	576.724	0.015	0.000
COMBO 2	1	0.0002042	0.0011175	0.0000078	350.035	2.333	0.000
	2	0.0002042	0.0011077	0.0000078	346.974	2.333	0.000
	3	0.0002042	0.0010979	0.0000078	343.914	2.333	0.000
	4	0.0002042	0.0010882	0.0000078	340.854	2.333	0.000
	5	0.0002042	0.0010784	0.0000078	337.794	2.333	0.000
	6	0.0002042	0.0010686	0.0000078	334.733	2.333	0.000
	7	0.0002042	0.0010589	0.0000078	331.673	2.333	0.000
COMBO 3	1	0.0001885	0.0010060	0.0000072	315.118	2.154	0.000
	2	0.0001885	0.0009970	0.0000072	312.291	2.154	0.000
	3	0.0001885	0.0009880	0.0000072	309.464	2.154	0.000
	4	0.0001885	0.0009789	0.0000072	306.636	2.154	0.000
	5	0.0001885	0.0009699	0.0000072	303.809	2.154	0.000
	6	0.0001885	0.0009609	0.0000072	300.982	2.154	0.000
	7	0.0001885	0.0009519	0.0000072	298.155	2.154	0.000
COMBO 4	1	0.0024244	0.0019081	0.0002175	597.678	49.176	0.000
	2	0.0024244	0.0016362	0.0002175	512.510	49.176	0.000
	3	0.0024244	0.0013643	0.0002175	427.342	49.176	0.000
	4	0.0024244	0.0010924	0.0002175	342.174	49.176	0.000
	5	0.0024244	0.0008205	0.0002175	257.006	49.176	0.000
	6	0.0024244	0.0005486	0.0002175	171.838	49.176	0.000
	7	0.0024244	0.0002767	0.0002175	86.670	49.176	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	409.176	0.904	0.000	7
	2	2.500	0	408.165	0.904	0.000	7
	3	1.250	0	407.153	0.904	0.000	7
	4	0.000	0	406.142	0.904	0.000	7
	5	-1.250	0	405.130	0.904	0.000	7
	6	-2.500	0	404.118	0.904	0.000	7
	7	-3.750	0	403.107	0.904	0.000	7
	계			19900.934	44.297	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	349.168	1.790	0.000	7
	2	2.500	0	346.837	1.790	0.000	7
	3	1.250	0	344.506	1.790	0.000	7
	4	0.000	0	342.174	1.790	0.000	7
	5	-1.250	0	339.843	1.790	0.000	7
	6	-2.500	0	337.512	1.790	0.000	7
	7	-3.750	0	335.180	1.790	0.000	7
	계			16766.538	87.729	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	349.168	1.790	0.000	7
	2	2.500	0	346.837	1.790	0.000	7
	3	1.250	0	344.506	1.790	0.000	7
	4	0.000	0	342.174	1.790	0.000	7
	5	-1.250	0	339.843	1.790	0.000	7
	6	-2.500	0	337.512	1.790	0.000	7
	7	-3.750	0	335.180	1.790	0.000	7
	계			16766.538	87.729	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	597.678	49.176	0.000	7
	2	2.500	0	512.510	49.176	0.000	7
	3	1.250	0	427.342	49.176	0.000	7
	4	0.000	0	342.174	49.176	0.000	7
	5	-1.250	0	257.006	49.176	0.000	7
	6	-2.500	0	171.838	49.176	0.000	7
	7	-3.750	0	86.670	49.176	0.000	7
	계			16766.538	2409.625	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	578.846	0.015	0.000	7
	2	2.500	0	578.492	0.015	0.000	7
	3	1.250	0	578.139	0.015	0.000	7
	4	0.000	0	577.785	0.015	0.000	7
	5	-1.250	0	577.432	0.015	0.000	7
	6	-2.500	0	577.078	0.015	0.000	7
	7	-3.750	0	576.724	0.015	0.000	7
	계			28311.470	0.715	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	350.035	2.333	0.000	7
	2	2.500	0	346.974	2.333	0.000	7
	3	1.250	0	343.914	2.333	0.000	7
	4	0.000	0	340.854	2.333	0.000	7
	5	-1.250	0	337.794	2.333	0.000	7
	6	-2.500	0	334.733	2.333	0.000	7
	7	-3.750	0	331.673	2.333	0.000	7
	계			16701.840	114.334	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	315.118	2.154	0.000	7
	2	2.500	0	312.291	2.154	0.000	7
	3	1.250	0	309.464	2.154	0.000	7
	4	0.000	0	306.636	2.154	0.000	7
	5	-1.250	0	303.809	2.154	0.000	7
	6	-2.500	0	300.982	2.154	0.000	7
	7	-3.750	0	298.155	2.154	0.000	7
	계			15025.186	105.561	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	597.678	49.176	0.000	7
	2	2.500	0	512.510	49.176	0.000	7
	3	1.250	0	427.342	49.176	0.000	7
	4	0.000	0	342.174	49.176	0.000	7
	5	-1.250	0	257.006	49.176	0.000	7
	6	-2.500	0	171.838	49.176	0.000	7
	7	-3.750	0	86.670	49.176	0.000	7
	계			16766.538	2409.625	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB05

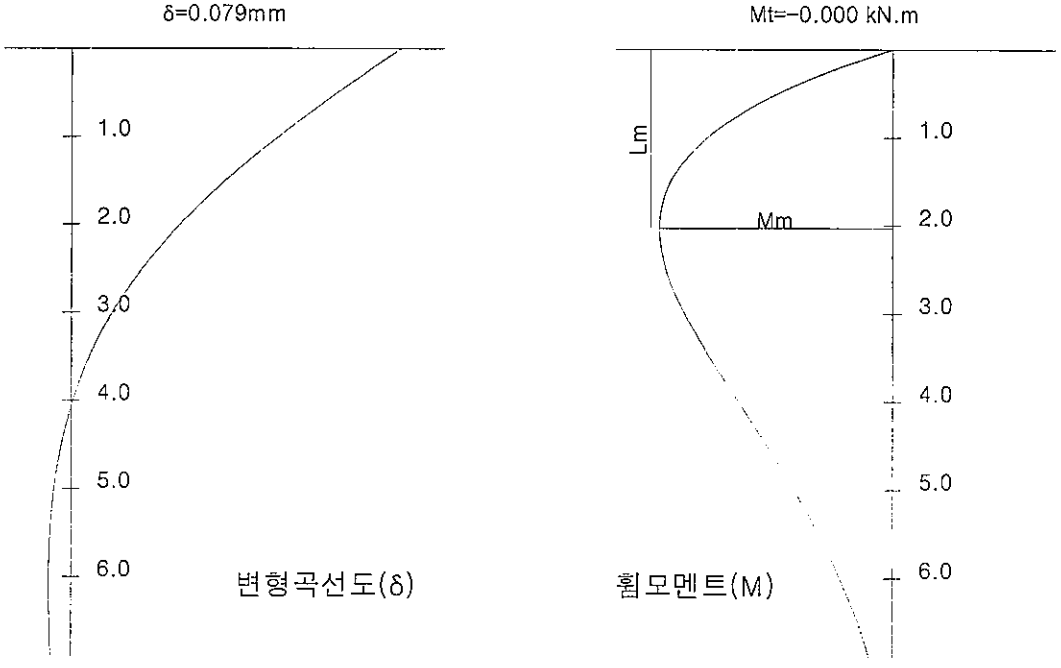
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.754 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.079 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.079 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.904	0.079	
0.460	-0.346	-0.611	0.065	
0.920	-0.571	-0.373	0.052	
1.380	-0.698	-0.187	0.040	
1.840	-0.750	-0.047	0.029	
2.300	-0.747	0.054	0.021	
2.760	-0.705	0.122	0.013	
3.220	-0.639	0.163	0.007	
3.680	-0.558	0.183	0.003	
4.140	-0.472	0.188	0.000	
4.600	-0.387	0.181	-0.003	
5.060	-0.307	0.167	-0.004	
5.520	-0.235	0.148	-0.005	
5.980	-0.171	0.127	-0.005	
6.440	-0.118	0.105	-0.005	
6.900	-0.074	0.085	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB04

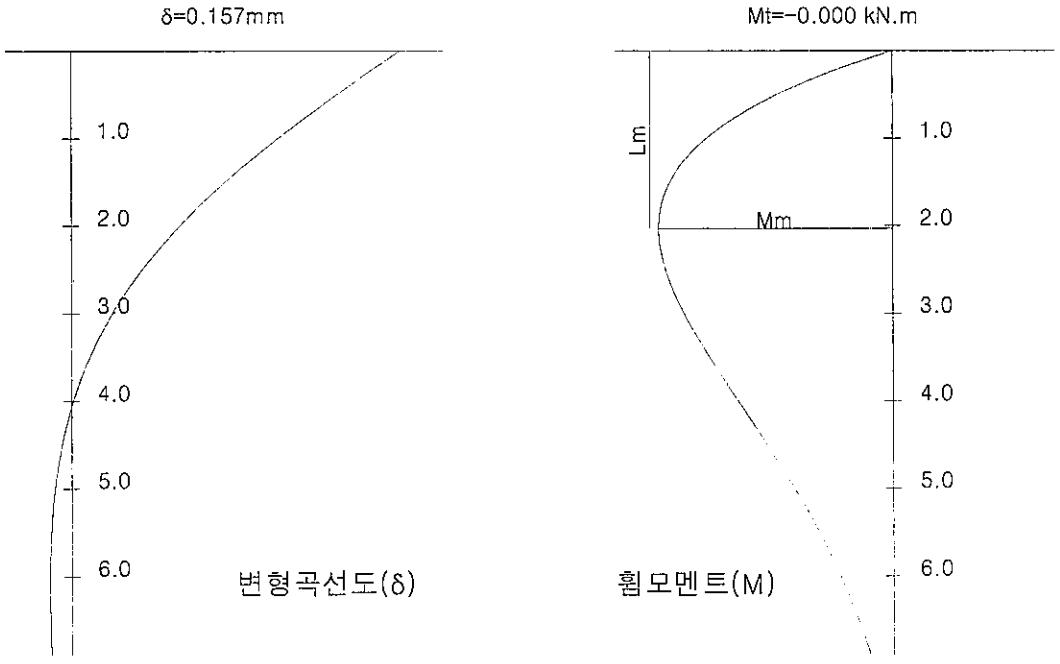
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.494 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.157 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.157 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.790	0.157	
0.460	-0.686	-1.210	0.129	
0.920	-1.130	-0.740	0.103	
1.380	-1.382	-0.371	0.079	
1.840	-1.485	-0.093	0.058	
2.300	-1.479	0.107	0.041	
2.760	-1.396	0.242	0.026	
3.220	-1.265	0.323	0.014	
3.680	-1.106	0.363	0.006	
4.140	-0.935	0.372	-0.001	
4.600	-0.767	0.358	-0.005	
5.060	-0.608	0.330	-0.008	
5.520	-0.465	0.293	-0.010	
5.980	-0.340	0.251	-0.010	
6.440	-0.234	0.208	-0.010	
6.900	-0.147	0.168	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SVB04

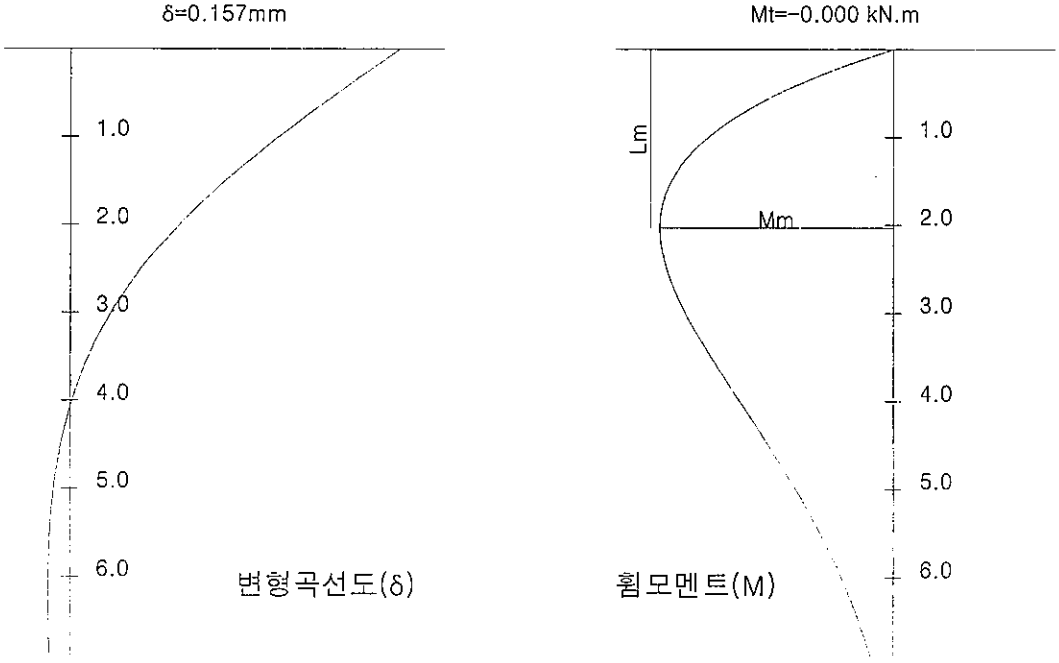
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.494 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.157 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.157 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-1.790	0.157	
0.460	-0.686	-1.210	0.129	
0.920	-1.130	-0.740	0.103	
1.380	-1.382	-0.371	0.079	
1.840	-1.485	-0.093	0.058	
2.300	-1.479	0.107	0.041	
2.760	-1.396	0.242	0.026	
3.220	-1.265	0.323	0.014	
3.680	-1.106	0.363	0.006	
4.140	-0.935	0.372	-0.001	
4.600	-0.767	0.358	-0.005	
5.060	-0.608	0.330	-0.008	
5.520	-0.465	0.293	-0.010	
5.980	-0.340	0.251	-0.010	
6.440	-0.234	0.208	-0.010	
6.900	-0.147	0.168	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

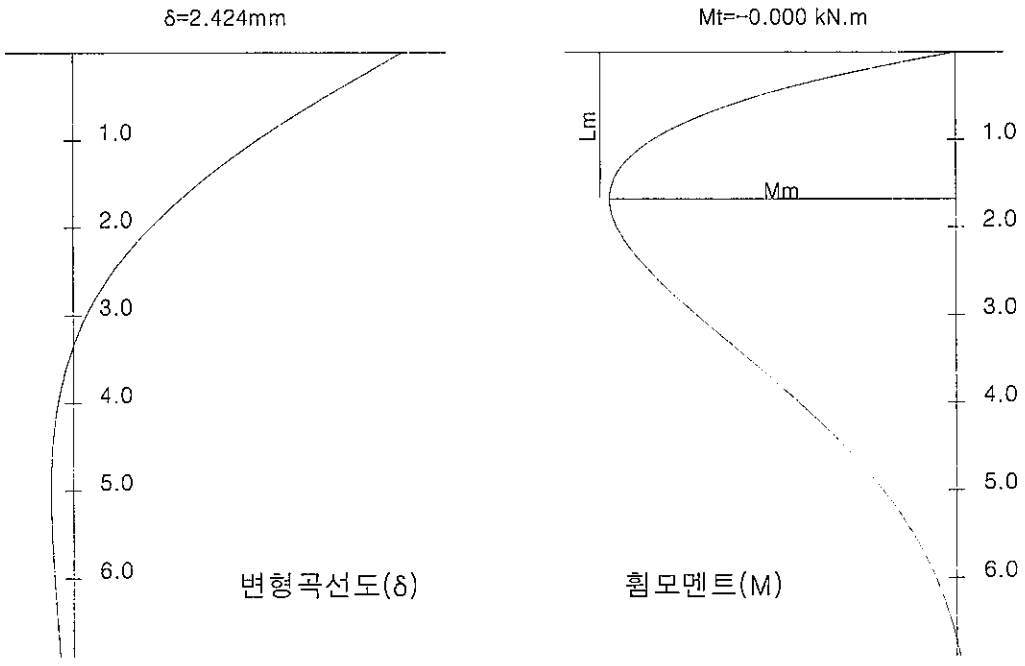
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.891 kN.m, 1.679 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.424 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.424 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.176	2.424	
0.460	-18.101	-30.273	1.910	
0.920	-28.519	-15.720	1.433	
1.380	-33.164	-5.083	1.015	
1.840	-33.708	2.214	0.668	
2.300	-31.544	6.793	0.393	
2.760	-27.781	9.264	0.184	
3.220	-23.260	10.178	0.035	
3.680	-18.582	10.013	-0.065	
4.140	-14.153	9.158	-0.125	
4.600	-10.216	7.917	-0.155	
5.060	-6.893	6.520	-0.162	
5.520	-4.217	5.124	-0.155	
5.980	-2.162	3.834	-0.139	
6.440	-0.665	2.708	-0.118	
6.900	0.359	1.774	-0.096	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB01

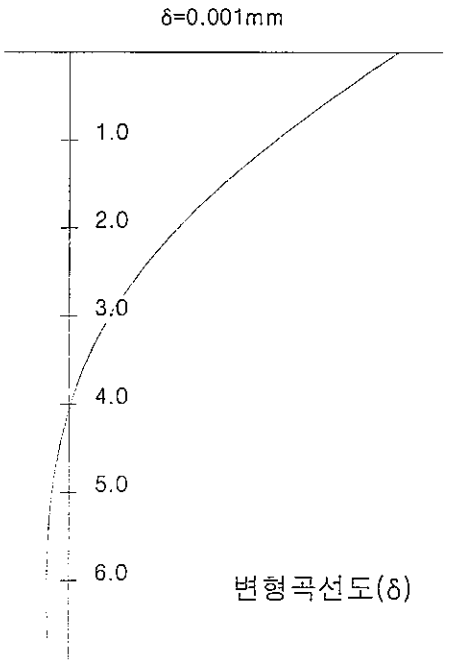
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

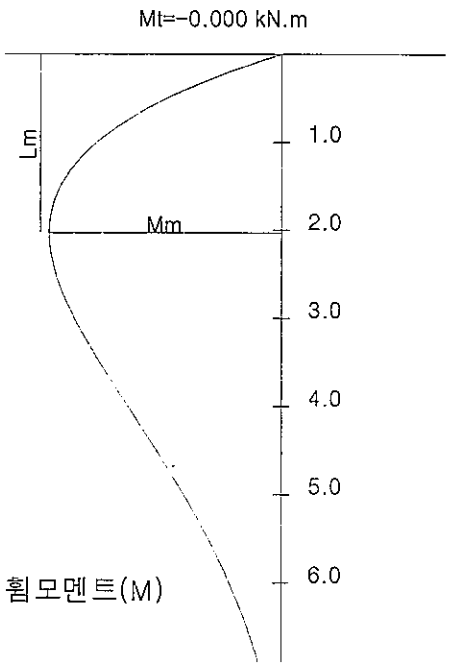
- 최대모멘트 및 깊이 : -0.012 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.001 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.001 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.015	0.001	
0.460	-0.006	-0.010	0.001	
0.920	-0.009	-0.006	0.001	
1.380	-0.011	-0.003	0.001	
1.840	-0.012	-0.001	0.000	
2.300	-0.012	0.001	0.000	
2.760	-0.011	0.002	0.000	
3.220	-0.010	0.003	0.000	
3.680	-0.009	0.003	0.000	
4.140	-0.008	0.003	0.000	
4.600	-0.006	0.003	0.000	
5.060	-0.005	0.003	0.000	
5.520	-0.004	0.002	0.000	
5.980	-0.003	0.002	0.000	
6.440	-0.002	0.002	0.000	
6.900	-0.001	0.001	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UEB04

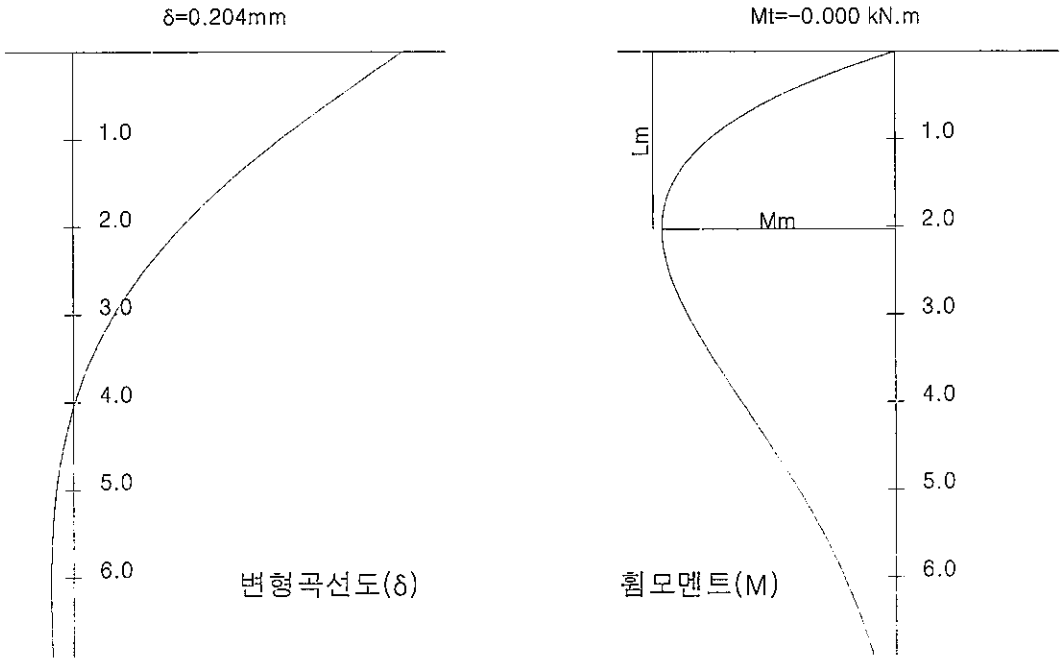
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -1.947 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.204 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.204 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.333	0.204	
0.460	-0.894	-1.577	0.168	
0.920	-1.473	-0.964	0.134	
1.380	-1.801	-0.483	0.103	
1.840	-1.936	-0.121	0.076	
2.300	-1.928	0.140	0.053	
2.760	-1.820	0.315	0.034	
3.220	-1.648	0.421	0.019	
3.680	-1.441	0.473	0.007	
4.140	-1.219	0.485	-0.001	
4.600	-0.999	0.467	-0.007	
5.060	-0.792	0.430	-0.011	
5.520	-0.606	0.381	-0.013	
5.980	-0.442	0.327	-0.014	
6.440	-0.305	0.272	-0.013	
6.900	-0.192	0.219	-0.013	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

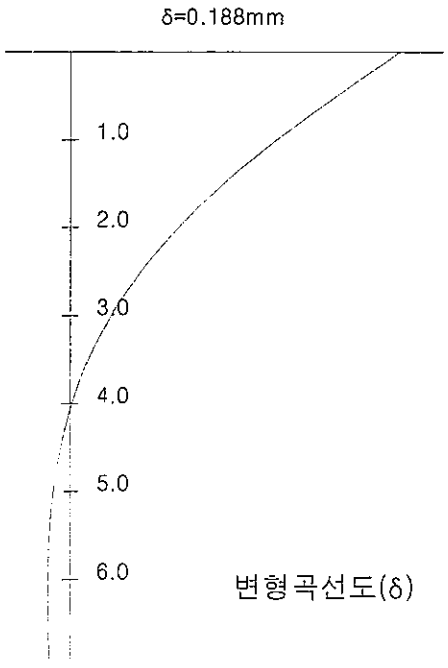
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

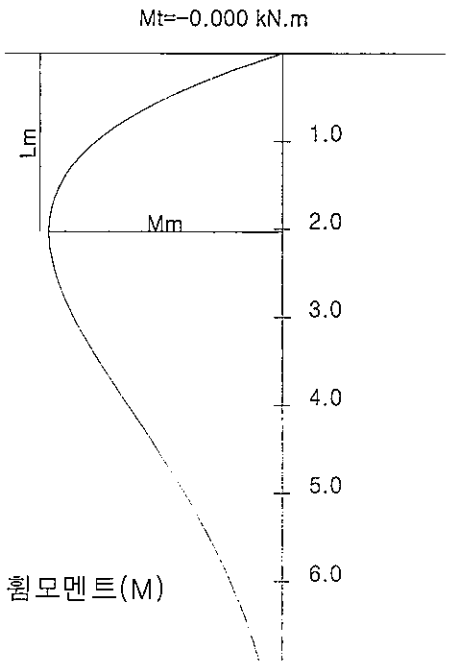
- 최대모멘트 및 깊이 : -1.798 kN.m, 2.033 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.188 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.188 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-2.154	0.188	
0.460	-0.825	-1.456	0.155	
0.920	-1.360	-0.890	0.124	
1.380	-1.663	-0.446	0.095	
1.840	-1.787	-0.111	0.070	
2.300	-1.780	0.129	0.049	
2.760	-1.680	0.291	0.031	
3.220	-1.522	0.389	0.017	
3.680	-1.330	0.437	0.007	
4.140	-1.126	0.447	-0.001	
4.600	-0.923	0.431	-0.007	
5.060	-0.732	0.397	-0.010	
5.520	-0.559	0.352	-0.012	
5.980	-0.409	0.302	-0.013	
6.440	-0.281	0.251	-0.012	
6.900	-0.177	0.202	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : ULB22

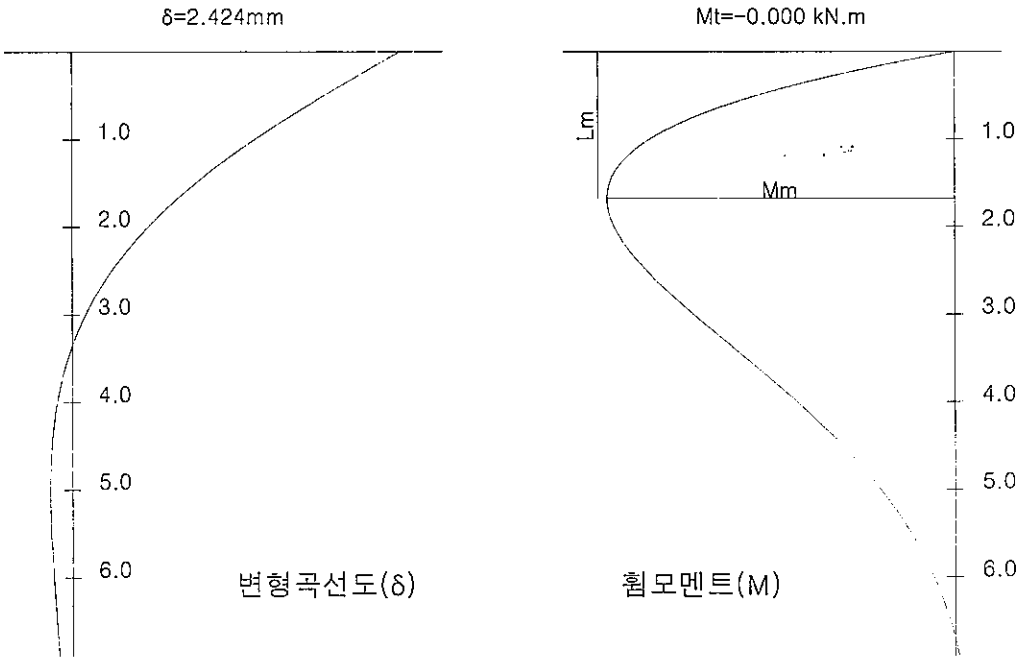
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.891 kN.m, 1.679 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.424 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.424 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.176	2.424	
0.460	-18.101	-30.273	1.910	
0.920	-28.519	-15.720	1.433	
1.380	-33.164	-5.083	1.015	
1.840	-33.708	2.214	0.668	
2.300	-31.544	6.793	0.393	
2.760	-27.781	9.264	0.184	
3.220	-23.260	10.178	0.035	
3.680	-18.582	10.013	-0.065	
4.140	-14.153	9.158	-0.125	
4.600	-10.216	7.917	-0.155	
5.060	-6.893	6.520	-0.162	
5.520	-4.217	5.124	-0.155	
5.980	-2.162	3.834	-0.139	
6.440	-0.665	2.708	-0.118	
6.900	0.359	1.774	-0.096	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 1730.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2595.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	-	-	-
1.571	13.000	사질토	3.600	26.000	147.030
1.571	50.000	사질토	3.000	100.000	471.239
계	-	-	-	-	618.270

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 0.1566 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.4244 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 6.900

= 10.925 kN

Pa1 = 1/3.0 x 618.270 + 10.92! = 217.015 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 618.270 + 10.92! = 320.060 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	409.806	402.477	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	409.176	403.107	1730.000	217.015	O.K
COMBO 2	FIX	350.398	333.951	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	349.168	335.180	1730.000	217.015	O.K
COMBO 3	FIX	350.398	333.951	1730.000	217.015	O.K
	HINGE	349.168	335.180	1730.000	217.015	O.K
COMBO 4	FIX	622.577	61.771	2595.000	320.060	O.K
	HINGE	597.678	86.670	2595.000	320.060	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 7.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 6.90/0.500 = 13.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	409.806	1.050	7.987	28.00	7.775	0.00	O.K
	HINGE	409.176	0.754	7.951	28.00	7.799	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	350.398	2.049	7.540	28.00	7.127	0.00	O.K
	HINGE	349.168	1.494	7.473	28.00	7.171	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	350.398	2.049	7.540	28.00	7.127	0.00	O.K
	HINGE	349.168	1.494	7.473	28.00	7.171	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	622.577	41.498	14.031	42.00	5.653	-5.00	O.K
	HINGE	597.678	33.891	13.034	42.00	6.191	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

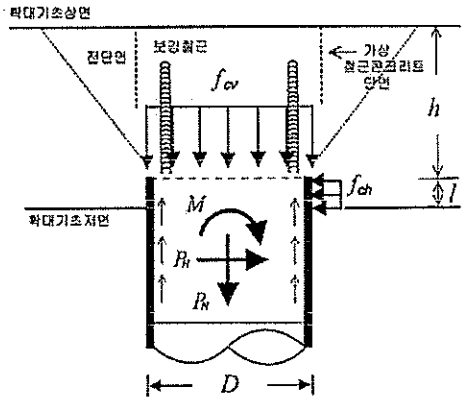
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	0.904	0.016	0.850	O.K
	HINGE	0.904	0.016	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	1.790	0.032	0.850	O.K
	HINGE	1.790	0.032	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	1.790	0.032	0.850	O.K
	HINGE	1.790	0.032	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	49.176	0.885	1.250	O.K
	HINGE	49.176	0.885	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(㎜)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 409806.3 / (π/4 x 500 ²)
= 2.087 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 622577.0 / (π/4 x 500 ²)
= 3.171 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 409806.3 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.029 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 622577.0 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.043 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 1790.397 / (500 x 100)
= 0.036 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 49176.022 / (500 x 100)
= 0.984 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

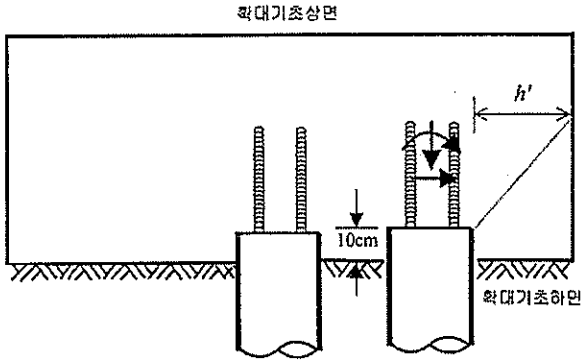
τh = 1790.397 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.003 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 49176.022 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.082 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 578845.870 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 578845.870 N ∴ O.K

교각 P2

목 차

1. 설 계 흐 름 도

2. 해석결과 요약
   * 말뚝 안정성검토 및 응력검토
   * 기둥의 단면 설계
   * 단면 설계
   * 사용성 검토

3. 설 계 조 건
   3.1 일반사항
   3.2 하중
   3.3 지반조건
   3.4 사용재료 강도
   3.5 설계방법
   3.6 참고문헌

4. 단 면 가 정

5. 하 중 계 산

6. 구 조 해 석
   6.1 해석모델링
   6.2 절점좌표
   6.3 단면제원
   6.4 하중재하도

7. 해 석 결 과 집 계
   7.1 하중별 부재력 집계
   7.2 사용하중 조합시 부재력 집계
   7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

8. 두 부 보 설 계
   8.1 내민보의 설계 : 좌측
   8.2 내민보의 설계 : 우측
   8.3 내부지간 설계 : 지간1
   8.4 교량받침 위치 검토

9. 기 둥 설 계
   9.1 교축직각 방향
   9.2 교축 방향
   9.3 합성 부재력
   9.4 기둥의 전단설계

10. 기 초 설 계
   10.1 교축직각 방향
   10.2 교축방향

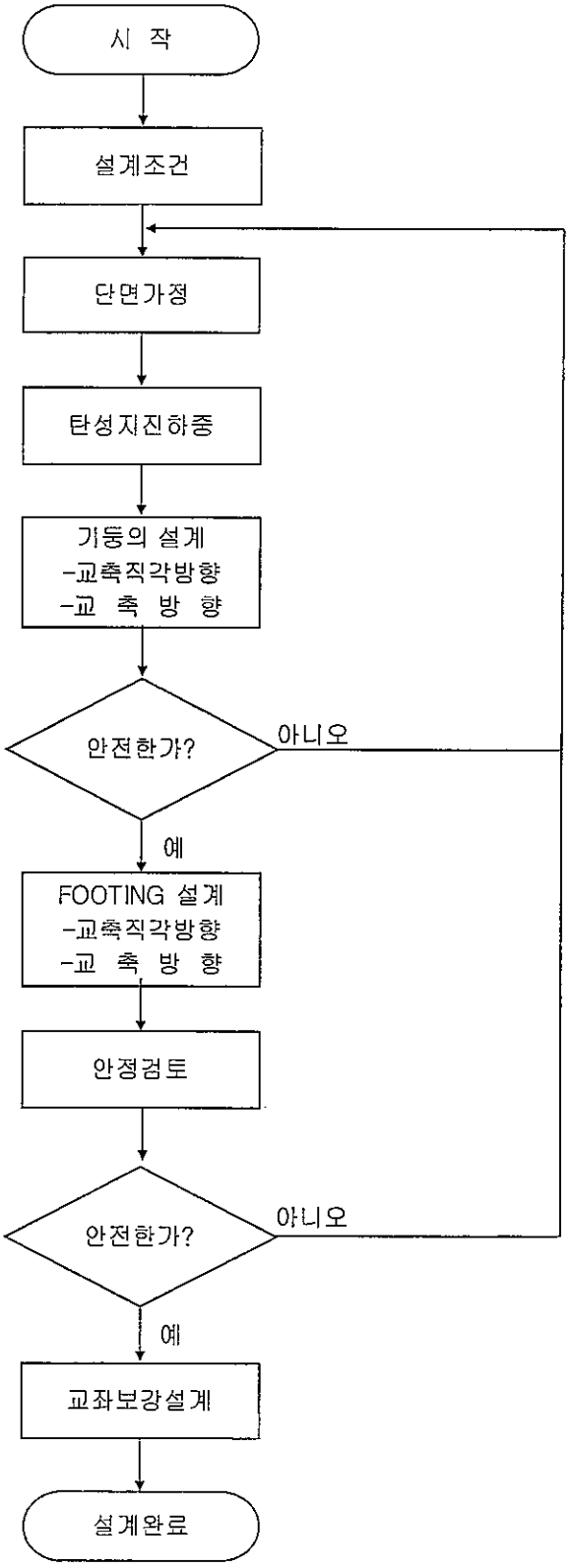
11. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

12. 교 량 받 침 부 검 토
   12.1 받침 연단거리 검토
   12.2 최소 받침지지 길이 검토
   12.3 교량받침 수직력, 수평력 검토
   12.4 교량받침 보강 철근 검토
   12.5 교량받침 하면 보강
   12.6 교량받침 콘크리트 보강

13. PILE 교축직각방향 검토

14. PILE 교축방향 검토

1. 설계흐름도


시 작
설계조건
단면가정
탄성지진하중
가등의 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안전한가?
아니오
예
FOOTING 설계
-교축직각방향
-교 축 방 향
안정검토
안전한가?
아니오
예
교좌보강설계
설계완료

2. 해석결과 요약

▣ 말뚝 안정성검토 및 응력검토

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	838.000	467.556	O.K
		허용인발력(kN/EA)	143.459	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.507	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.190	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.076	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1257.000	652.060	O.K
		허용인발력(kN/EA)	205.767	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	14.121	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.889	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.830	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	838.000	453.769	O.K
		허용인발력(kN/EA)	143.459	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.466	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.438	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.475	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1257.000	587.673	O.K
		허용인발력(kN/EA)	205.767	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	15.247	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.106	O.K
		수평변위(mm)	15.000	3.522	O.K

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	838.000	451.102	O.K
		허용인발력(kN/EA)	143.459	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.345	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.187	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.058	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1257.000	632.071	O.K
		허용인발력(kN/EA)	205.767	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	13.865	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.874	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.783	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	838.000	507.941	O.K
		허용인발력(kN/EA)	143.459	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	11.943	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.476	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.690	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1257.000	556.980	O.K
		허용인발력(kN/EA)	205.767	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	11.667	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.570	O.K
		수평변위(mm)	15.000	1.816	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.006	24020.924	59067.328	2.459	O.K
	모멘트최대	0.006	17156.561	48032.229	2.800	O.K
	탄성설계	0.006	13725.249	17881.323	1.303	O.K
	편심최대	0.006	12980.890	40698.459	3.135	O.K
교축직각방향	축력최대	0.006	24018.524	54560.990	2.272	O.K
	모멘트최대	0.006	24018.524	54560.990	2.272	O.K
	탄성설계	0.006	13723.402	40287.773	2.936	O.K
	편심최대	0.006	14556.490	48432.588	3.327	O.K
합성부재력	축력최대	0.006	24018.524	54560.990	2.272	O.K
	모멘트최대	0.006	16876.567	45499.636	2.696	O.K
	탄성설계	0.006	13723.402	17248.069	1.257	O.K
	편심최대	0.006	12700.897	38474.144	3.029	O.K
	편심최대	0.006	14556.490	41574.591	2.856	O.K

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.006	23000.627	59067.328	2.568	O.K
	모멘트최대	0.006	16156.980	46655.872	2.888	O.K
	탄성설계	0.006	12925.584	16513.627	1.278	O.K
	편심최대	0.006	12221.209	39129.584	3.202	O.K
교축직각방향	축력최대	0.006	23003.027	53811.374	2.339	O.K
	모멘트최대	0.006	18293.471	48821.404	2.669	O.K
	탄성설계	0.006	12927.431	24984.090	1.933	O.K
	편심최대	0.006	12501.202	45375.485	3.630	O.K
합성부재력	축력최대	0.006	23003.027	53811.374	2.339	O.K
	모멘트최대	0.006	16436.973	39058.455	2.376	O.K
	탄성설계	0.006	12927.431	14491.649	1.121	O.K
	편심최대	0.006	12501.202	32479.163	2.598	O.K
	모멘트최대	0.006	18293.471	48821.404	2.669	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm^2)	Use.As (mm^2)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2200.4	100.0	27728.601	30168.600	-	-	1.088	O.K
	우측내민보	2200.4	100.0	25268.768	30168.600	-	-	1.194	O.K
	좌측내민보수	2700.0	100.0	2136.603	4940.500	1882.610	4334.535	2.302	O.K
	우측내민보수	2700.0	100.0	2111.599	4940.500	1860.650	4334.535	2.330	O.K
	내부지간1좌	2414.8	100.0	26151.723	30168.600	19434.016	22286.074	1.147	O.K
	내부지간1중	2375.9	100.0	28973.662	33356.400	21006.307	24023.423	1.144	O.K
	내부지간1우	2294.9	100.0	25381.736	30168.600	17848.763	21056.469	1.180	O.K
	교량받침1	1721.5	100.0	190.605	30168.600	102.143	15174.534	148.562	O.K
	교량받침10	1775.1	100.0	1070.319	30168.600	592.053	15724.583	26.559	O.K
	교량받침2	2445.4	100.0	18360.326	30168.600	13992.005	22599.899	1.615	O.K
	교량받침3	2414.8	100.0	12804.628	30168.600	9702.997	22286.074	2.297	O.K
	교량받침12	2414.8	100.0	9866.625	30168.600	7508.470	22286.074	2.968	O.K
	교량받침4	2386.2	100.0	17377.285	33356.400	12880.498	24139.718	1.874	O.K
	교량받침13	2386.2	100.0	18972.774	33356.400	14029.897	24139.718	1.721	O.K
	교량받침5	2375.9	100.0	28932.661	33356.400	20977.883	24023.423	1.145	O.K
	교량받침14	2375.9	100.0	28973.662	33356.400	21006.307	24023.423	1.144	O.K
	교량받침6	2341.8	100.0	20396.373	33356.400	14743.128	23636.633	1.603	O.K
	교량받침15	2341.8	100.0	18737.464	33356.400	13578.129	23636.633	1.741	O.K
	교량받침7	2294.9	100.0	8025.883	30168.600	5796.767	21056.469	3.632	O.K
	교량받침16	2294.9	100.0	11467.827	30168.600	8239.426	21056.469	2.556	O.K
	교량받침17	2247.7	100.0	18373.320	30168.600	12766.532	20571.869	1.611	O.K
	교량받침9	1516.2	100.0	1488.249	30168.600	691.565	13069.333	18.898	O.K
	교량받침18	1443.9	100.0	188.300	30168.600	83.138	12327.472	148.277	O.K
기초	교축방향	2000.0	150.0	26507.787	45610.400	16436.811	27988.501	1.703	O.K
	교축방향	2000.0	150.0	25518.329	45610.400	15831.775	27988.501	1.768	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	25761.962	45610.400	15980.813	27988.501	1.751	O.K
	교직-지점부	2000.0	150.0	27723.791	45610.400	17179.474	27988.501	1.629	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	174.544	180.000	128.571	241.176	O.K
	우측내민보	158.831	180.000	128.571	285.811	O.K
	좌측내민보수평	151.827	180.000	244.493	308.681	O.K
	우측내민보수평	150.056	180.000	244.493	314.803	O.K
	내부지간1좌측지점부	227.659	180.000	128.571	135.913	O.K
	내부지간1중앙부	224.467	180.000	128.571	140.832	O.K
	내부지간1우측지점부	229.041	180.000	128.571	133.824	O.K
	교량받침1	1.815	180.000	128.571	34718.147	O.K
	교량받침10	9.349	180.000	128.571	6738.510	O.K
	교량받침2	152.094	180.000	128.571	307.772	O.K
	교량받침3	122.597	180.000	128.571	432.350	O.K
	교량받침12	98.865	180.000	128.571	586.538	O.K
	교량받침4	112.299	180.000	128.571	491.254	O.K
	교량받침13	123.778	180.000	128.571	426.218	O.K
	교량받침5	194.295	180.000	128.571	195.313	O.K
	교량받침14	224.467	180.000	128.571	140.832	O.K
	교량받침6	160.767	180.000	128.571	279.838	O.K
	교량받침15	149.136	180.000	128.571	318.043	O.K
	교량받침7	58.291	180.000	128.571	1080.793	O.K
	교량받침16	85.930	180.000	128.571	706.446	O.K
	교량받침17	152.524	180.000	128.571	306.312	O.K
	교량받침9	14.980	180.000	128.571	4205.726	O.K
	교량받침18	2.926	180.000	128.571	21534.670	O.K
기초	교축방향	148.751	180.000	123.944	190.658	O.K
	교축방향	142.318	180.000	123.944	214.586	O.K
	교직-지점부	144.134	180.000	123.944	207.617	O.K
	교직-지점부	161.389	180.000	123.944	149.201	O.K

3. 설 계 조 건

3.1 일 반 사 항

1) 구 조 형 식 : 다주식 교각
2) 상 부 형 식 : IPC GIRDER
3) 교 량 등 급 : 1 등교
4) 기 초 형 식 : 말뚝기초

3.2 하 중

1) 철근콘크리트의 단위중량 : γc = 25 kN/m³ [도로교 설계기준 2.1.2]
2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma s2$ = 20 kN/m³ [도로교설계요령 제2권 P366]
3) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.15

3.3 지 반 조 건

1) 기초지반의 N치 : N = 10
2) 기초지반의 내부마찰각 : $\phi 2$ = 27.247 ° ; 15 + √15N
3) 기초지반의 점착력 : C = 0 kN/m²
4) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.328 ; TAN(⅔ · Φ2) : 흙과 콘크리트
5) 지반 가속도 계수 : A = 0.154 ; 위험도 계수 x 지진구역계수
   - 내진 등급 : I 등급 - 위험도 계수 : 1.4 [도로교 설계기준 6.3.1]
   - 지진 구역 : I 구역 - 지진구역 계수 : 0.11

3.4 사 용 재 료 강 도

1) 콘크리트 설계기준 강도 : fck = 두부보: 27 MPa
   기둥: 27 MPa
   기초: 27 MPa
   - 탄성계수 : Ec = 두부보: 27804 MPa
   기둥: 27804 MPa
   기초: 27804 MPa
   [도로교 설계기준 2.3.3]
2) 철근의 항복 강도(SD400) : fy = 두부보: 400 MPa
   기둥: 400 MPa
   기초: 400 MPa
   - 탄성계수 : Es = 200000 MPa [도로교 설계기준 2.3.3]

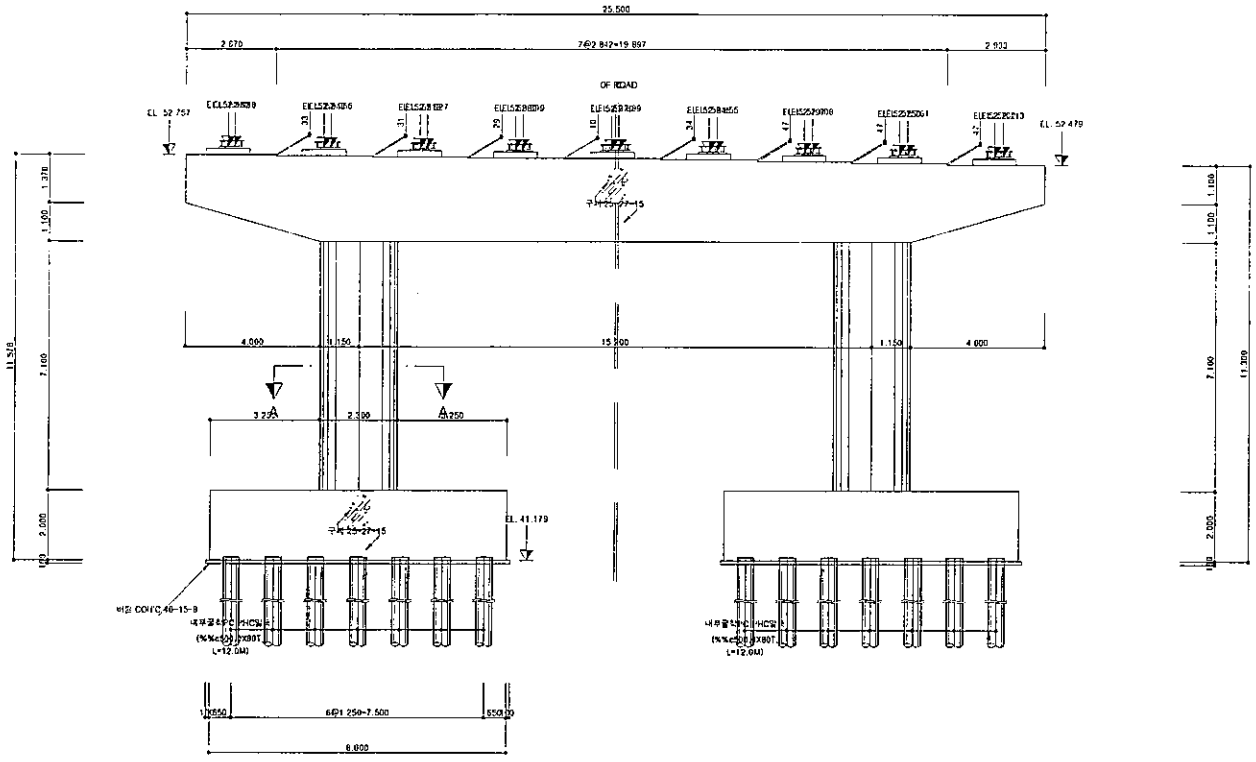
3.5 설 계 방 법

1) 안 정 성 검 토 : 허용응력 설계법
2) 단 면 설 계 : 극한강도 설계법

3.6 참 고 문 헌

1) 도로교 설계기준 : 국토해양부 (2010)
2) 콘크리트구조 설계기준 : 한국콘크리트학회 (2007)
3) 도로설계 편람 : 국토해양부 (2000)
4) 도로 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정


25,500
2,670
7@2,842=19,897
2,933
OF ROAD
EL. 52.757
EL. 52.479
4,000
1,150
15,300
1,150
4,000
2,300
EL. 41.179
6@1,250=7,500
8,800

5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		만재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1320.132	234.768	284.413	4.755
2	1221.092	299.578	347.193	22.766
3	1195.127	330.955	358.186	60.843
4	1175.754	336.166	312.156	128.335
5	1166.851	330.959	224.058	221.894
6	1155.077	336.469	129.887	310.682
7	1154.861	346.019	61.556	357.385
8	1175.415	345.435	21.300	350.233
9	1166.214	317.803	4.886	286.984
10	1306.562	310.273	279.286	4.696
11	1228.534	341.567	346.126	20.459
12	1195.426	346.148	358.108	59.795
13	1176.181	337.243	313.527	126.944
14	1166.119	330.224	225.349	219.409
15	1155.805	337.194	132.087	310.040
16	1155.043	331.700	62.502	357.796
17	1172.001	302.555	23.428	350.382
18	1175.984	240.976	4.914	292.226
계	21462.178	5756.032	3488.962	3485.624

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 24.470 / 4.442 = 5.509 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (24.470 / 4.442)] x 4.442 = 12.9 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 12.874 kN/m

P1 = 12.874 x (44.999 + 45.271) / 2 x sin105.0 x 0.8

= 449.011 kN [도로설계기준.해설 P58,8]

작용위치 h = 4.442/2 + 0.400 + 1.100/2 = 3.171 m

작용모멘트 My = Ph x h = 449.011 x 3.171 = 1423.91 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.200 x 2.700 = 17.824 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 167.032 kN (Copping 높이에 따라 재하)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

5.3 활하중에 작용하는 풍하중

방음벽과 겹쳐진 활하중에 대해서는 풍하중을 재하하지 않아도 좋다.

[도로설계기준 P57]

5.4 온도하중 산정

1) 교축직각방향 (G-TR)

연평균 온도변화차 ΔT = 10℃ 적용

2) 교축방향 (G-LO)

① 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$ 0.000010 x 25.0 x 45.0 = 0.01125 m

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \qquad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

Ph = 3 x 27804000 x 1.37367 x 2EA x 0.01125 / 9.300^3 x sin105.0

= 3095.363 kN

② 탄성받침의 전단변형을 유발하는 수평력

교량받침의 개수 : N = 18 EA

탄성받침의 전단탄성계수 : kh = 4313.70 kN/m

Ph = kh x δ x N = 4313.70 x 0.01125 x 18 x sin105.0

= 843.732 kN

☞ 수평력은 ①,②중 작은값 843.732 kN를 적용한다.

③ 작용 모멘트

Mh = 843.732 x (0.400 + 1.100/2) = 801.729 kN.m

5.5 유수압 (Q1-TR)

P = 10 K v^2 A = 10 x 0.040 x 2.820^2 x 5.325

= 16.937 kN

k : 단면형상에 따른 저항계수

v : 최대유속 (m/sec)

A : 교각의 투영면적 (m^2), A = 2.315 x 2.300 = 5.325 m^2

H : 수심 (m)

하저면에서 0.6H 위치에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 3.735 m (기초상단으로 부터)

5.6 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

P = 0.1 W v = 0.1 x 10.000 x 2.820

= 2.820 kN

W : 유목, 선박, 기타 부유물 등 유송물의 중량 (kN)

v : 표면유속 (m/sec)

수면 상단에 작용하는 것으로 한다.

작용위치 h = 4.661 m (기초상단으로 부터)

5.7 양압력 및 부력 (Q3)

P = A H w = 4.155 x 4.661 x 10.000

= 193.654 kN

w : 유수의 단위중량 (kN/m^3)

H : HWL - 기초상단 EL, H = 47.840 - 43.179 = 4.661 m

A : 기둥의 단면적 (m^2) , A = π x 1.150^2 = 4.155 m^2

5.8 지진에 의한 하중 : 내진해석 참조

구 분			교축 방향			교축직각방향		
위치	하중경우	기둥	전단력	모멘트	변위(m)	전단력	모멘트	변위(m)
기둥상단	하중경우 1	기둥 1	2383.173	2718.413	0.00888	915.838	2644.908	0.00258
	하중경우 2	기둥 1	928.572	2072.375	0.00391	2302.304	4283.559	0.00450
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2417.695	17110.580	0.00000	946.380	5342.178	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	961.659	7055.401	0.00000	2332.300	11597.140	0.00000
기둥상단	하중경우 1	기둥 2	2349.395	2754.923	0.00882	882.464	2544.292	0.00256
	하중경우 2	기둥 2	907.982	2045.856	0.00388	2234.665	4027.194	0.00449
기둥하단	하중경우 1	기둥 2	2379.889	16950.240	0.00000	911.008	5232.621	0.00000
	하중경우 2	기둥 2	937.432	6980.681	0.00000	2264.074	11410.250	0.00000

5.9 하중조합 : 사용하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
SVB01	1.00	1.00									1.00
SVB02	1.00		1.00								1.00
SVB03	1.00			1.00							1.00
SVB04	1.00				1.00						1.00
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00					1.00
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00					1.00
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00					1.00
SVB08	1.00	1.00					1.00	1.00			1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00	1.00			1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00	1.00			1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00	1.00			1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00	1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00	1.00			1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00	1.00			1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00	1.00			1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00	1.00			1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00	1.00			1.00
SVB22	1.00								1.00		1.00
SVB23	1.00	1.00								1.00	1.00
SVB24	1.00		1.00							1.00	1.00
SVB25	1.00			1.00						1.00	1.00
SVB26	1.00				1.00					1.00	1.00

D = 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L = 활하중 또는 이에 따른 단면력

W = 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL = 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

E = 지진하중 또는 이에 따른 단면력

CO = 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G = 부등침하,크리프,건조수축,제작 또는 시공시 치수착오,습도변화
또는 온도변화등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q = 부력 또는 양압력,수압,파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

CF = 원심하중 또는 이에 따른 단면력

※ 위 테이블에 표시된 SVB는 교축방향이며, 모델링상의 SVO 는 교직방향을 나타냅니다.
SVB 와 SVO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토시

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
ULB01	1.30	2.15									1.30
ULB02	1.30		2.15								1.30
ULB03	1.30			2.15							1.30
ULB04	1.30				1.30						1.30
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30					1.30
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30					1.30
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30					1.30
ULB08	1.30	1.30					1.30	1.30			1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30	1.30			1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30	1.30			1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30	1.30			1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30	1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30	1.30			1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25	1.30			1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25	1.30			1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
ULB22	1.00								1.00		1.00
ULB23	1.30	1.30								1.30	1.30
ULB24	1.30		1.30							1.30	1.30
ULB25	1.30			1.30						1.30	1.30
ULB26	1.20				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 ULB는 교축방향이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.
ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

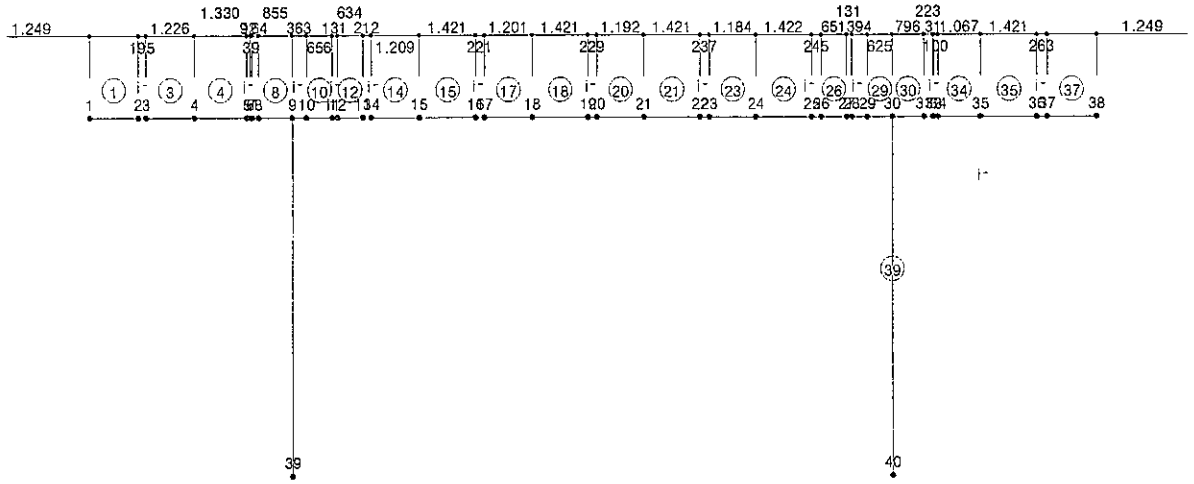
5.11 하중조합 : 계수하중 검토시 (최대편심)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q
UEB01	1.00	2.15									1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30
UEB08	1.00	1.30					1.30	1.30			1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30	1.30			1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30	1.30			1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30	1.30			1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30	1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30	1.30			1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25	1.30			1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25	1.30			1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25	1.30			1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30			1.25
UEB22	1.00								1.00		1.00
UEB23	1.00	1.30								1.30	1.30
UEB24	1.00		1.30							1.30	1.30
UEB25	1.00			1.30						1.30	1.30
UEB26	0.90				1.20					1.20	1.20

※ 위 테이블에 표시된 UEB는 교축방향이며, 모델링상의 UE0 는 교직방향을 나타냅니다.
UEB 와 UE0 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

6. 구 조 해 석

6.1 해석 모델링



6.2 절점 좌표

절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z	절점	X	Z
1	0.000	8.750	11	6.169	8.750	21	14.040	8.750	31	21.146	8.750
2	1.249	8.750	12	6.300	8.750	22	15.461	8.750	32	21.369	8.750
3	1.444	8.750	13	6.934	8.750	23	15.698	8.750	33	21.400	8.750
4	2.670	8.750	14	7.146	8.750	24	16.882	8.750	34	21.500	8.750
5	4.000	8.750	15	8.355	8.750	25	18.304	8.750	35	22.567	8.750
6	4.092	8.750	16	9.776	8.750	26	18.549	8.750	36	23.988	8.750
7	4.131	8.750	17	9.997	8.750	27	19.200	8.750	37	24.251	8.750
8	4.295	8.750	18	11.198	8.750	28	19.331	8.750	38	25.500	8.750
9	5.150	8.750	19	12.619	8.750	29	19.725	8.750	39	5.150	0.000
10	5.513	8.750	20	12.848	8.750	30	20.350	8.750	40	20.350	0.000

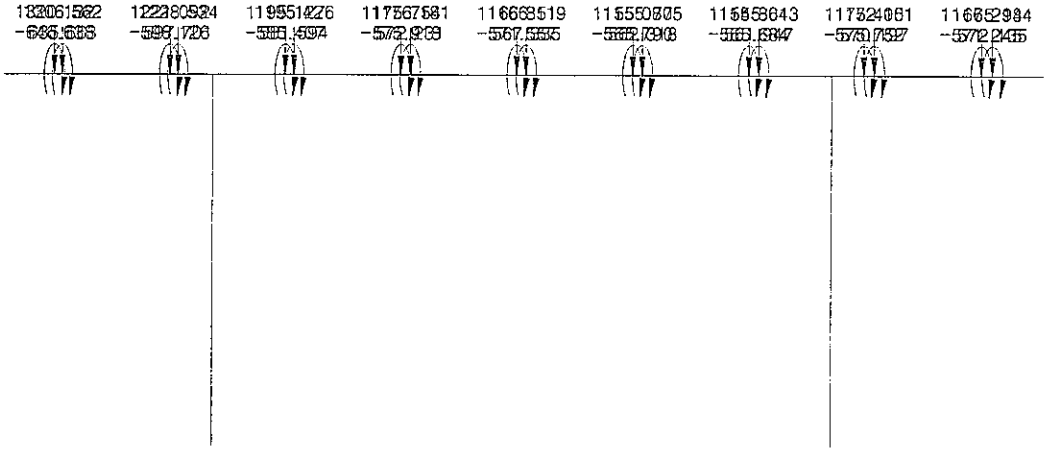
6.3 단면 제원

구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	2.700	1.100	2.970	1.804275	0.299475	38
②	2.700	1.378	3.721	2.260265	0.588749	1
③	2.700	1.444	3.899	2.368521	0.677461	37
④	2.700	1.516	4.093	2.486619	0.783935	36
⑤	2.700	1.721	4.647	2.822870	1.146899	2
⑥	2.700	1.775	4.793	2.911444	1.258281	3
⑦	2.700	1.954	5.276	3.205049	1.678635	35
⑧	2.700	2.112	5.702	3.464208	2.119651	4
⑨	2.700	2.248	6.070	3.687282	2.556062	29~34
⑩	2.700	2.295	6.197	3.764374	2.719760	25~28
⑪	2.700	2.342	6.323	3.841466	2.890302	21~24
⑫	2.700	2.376	6.415	3.897234	3.018018	18~20
⑬	2.700	2.386	6.442	3.913637	3.056285	16, 17
⑭	2.700	2.415	6.521	3.961204	3.169085	10~15
⑮	2.700	2.445	6.601	4.010411	3.288661	5~9
16	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥상단
17	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥하단

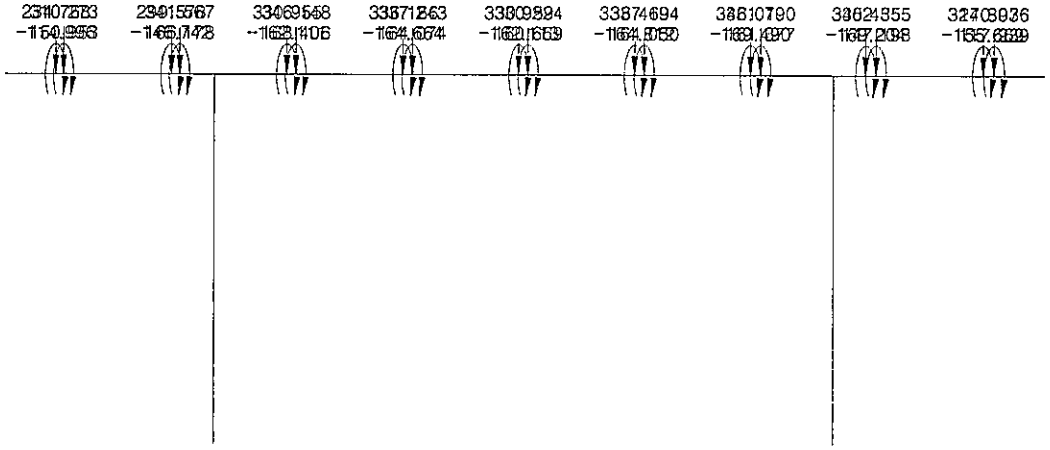
6.4 하중재하도

1) 연직하중

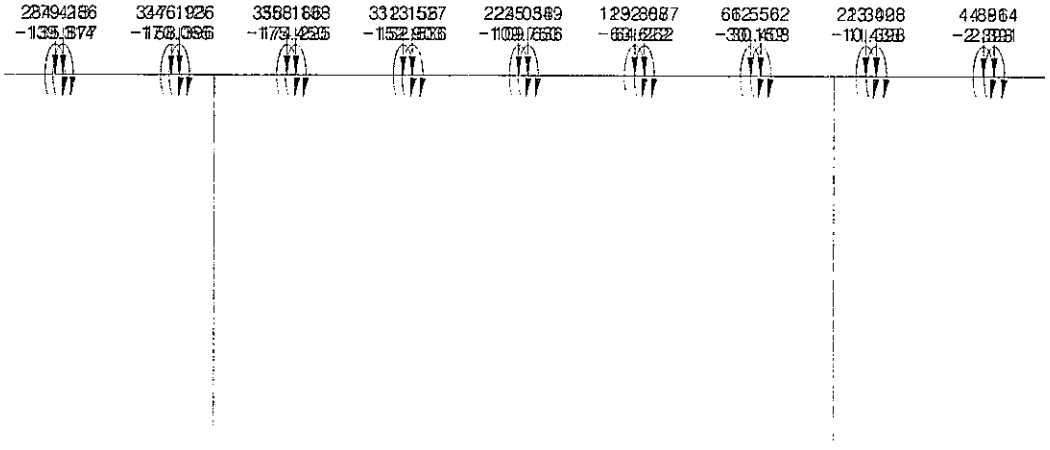
① 고정하중 (D)



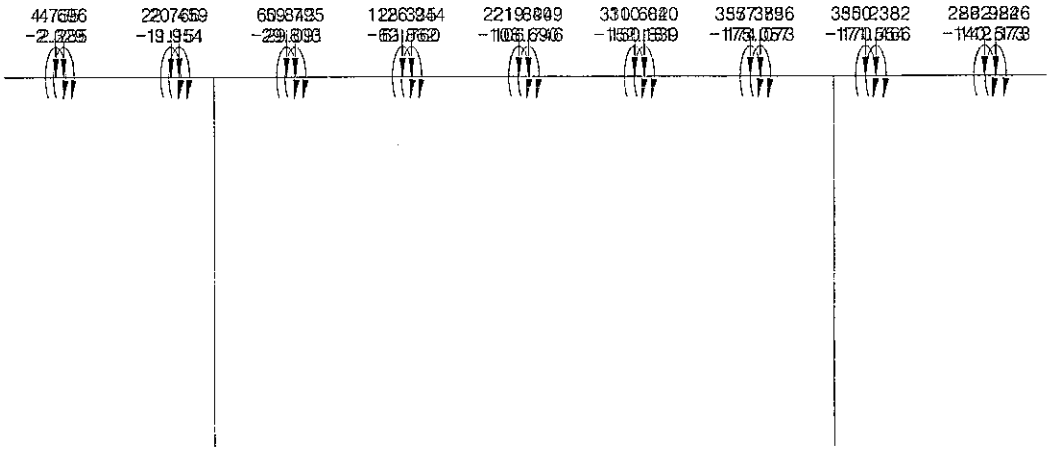
② 활하중 : 만재하시 (L1)



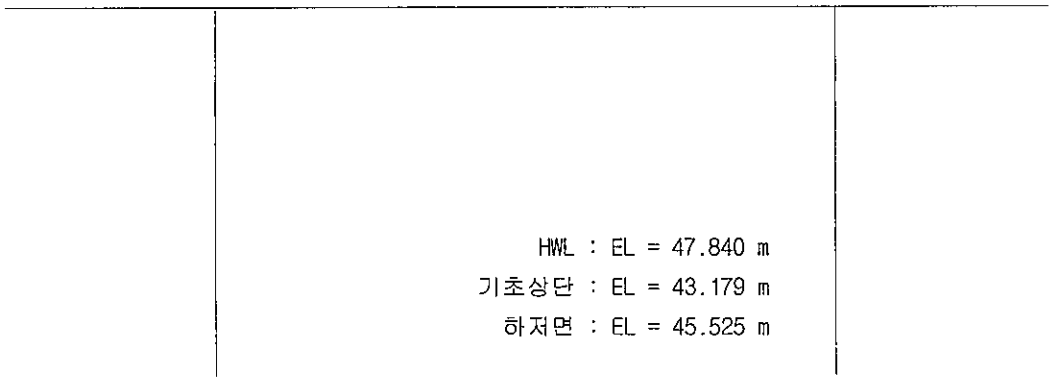
③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



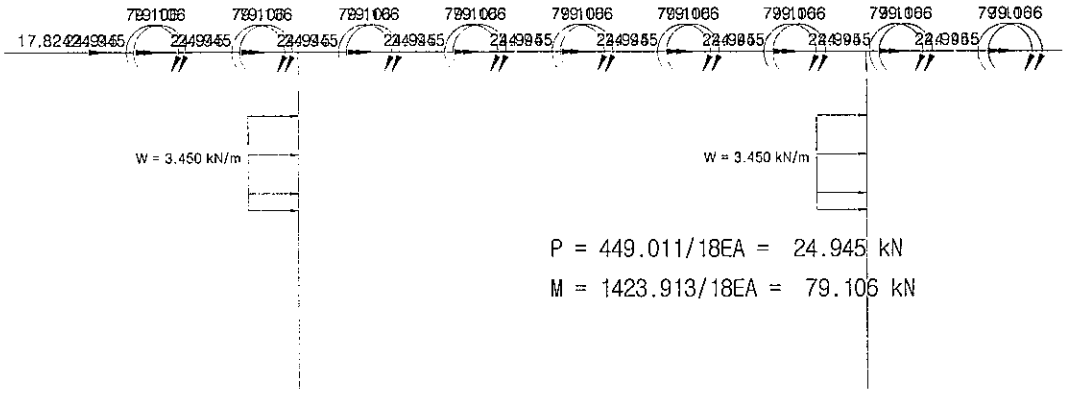
⑤ 양압력 및 부력 (Q3)



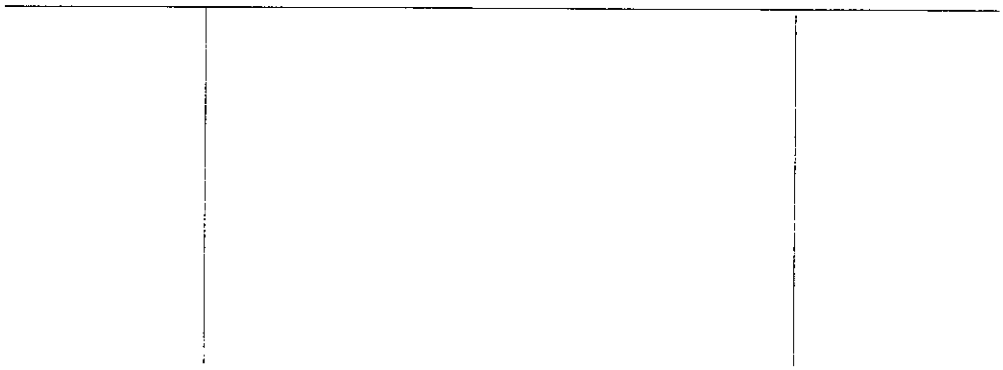
2) 수평하중

① 교축직각 방향

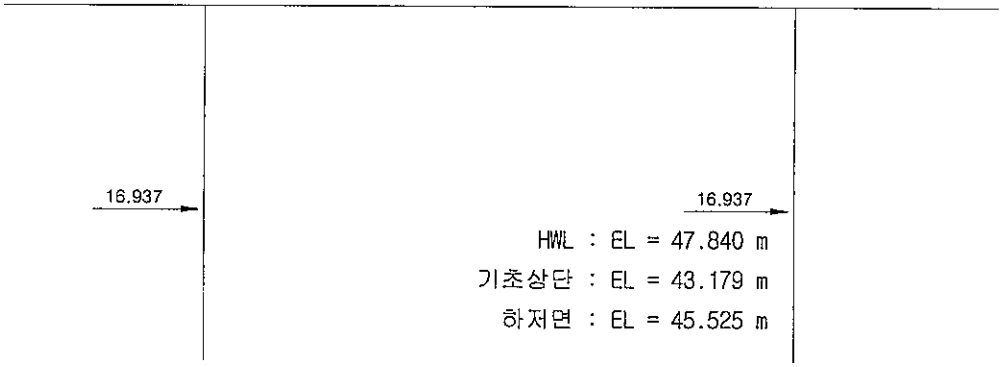
㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



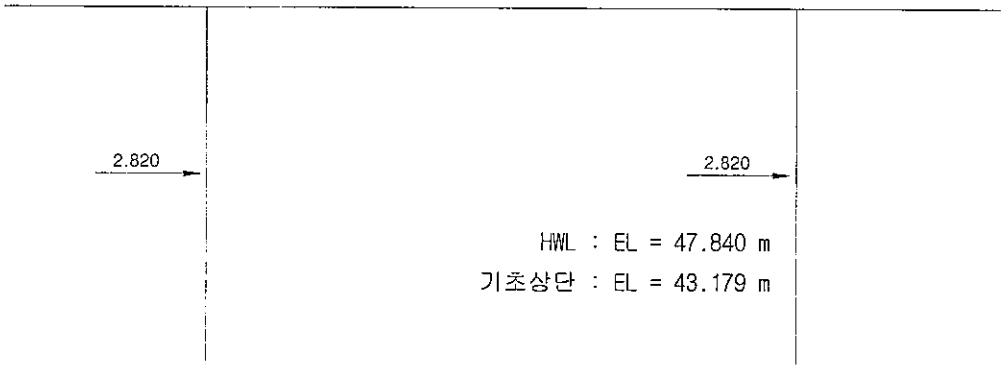
㉯ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



㉰ 유수압 (Q1-TR)

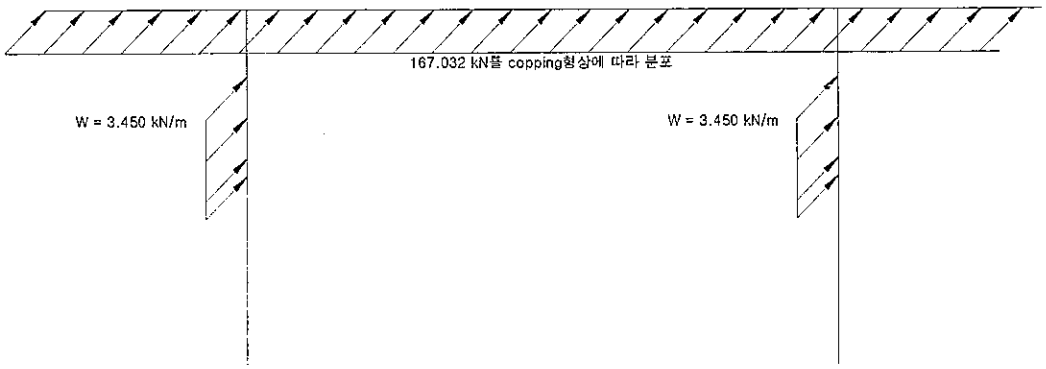


㉱ 유목, 선박, 기타 부유물의 충돌하중 (COL-TR)

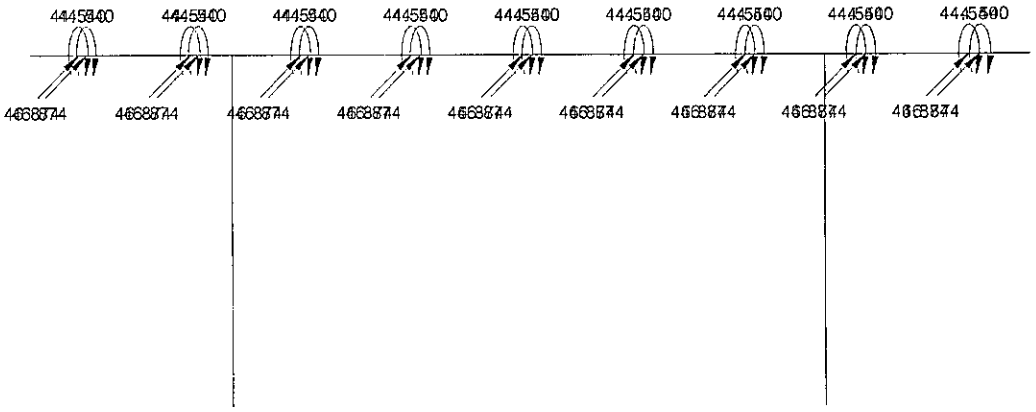


② 교축 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-L0)



㉯ 온도하중 (G-L01) : P = 843.732 / 18EA = 46.874 kN M = 801.729 / 18EA = 44.540 kN.m



7. 해석결과 집계

7.1 하중별 부재력 집계

① 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13181.435	3155.100	695.007	-13918.903	-1779.435	695.007	
L1	-2873.535	1061.591	227.070	-2873.535	-550.601	227.070	
L2	-2796.957	704.604	188.707	-2796.957	-635.213	188.707	
L3	-684.121	1003.198	178.615	-684.121	-264.962	178.615	
W-TR	223.979	-628.484	-238.645	223.979	1115.370	-247.059	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-1.831	537.220	286.878	-1.831	-1499.605	286.878	
E-TR	0.000	4283.559	2302.304	0.000	11597.140	2332.300	
Q1-TR	1.846	-14.291	-0.057	1.846	49.364	-16.994	
Q3	193.654	0.000	0.000	193.654	0.000	0.000	
COL-TR	0.479	-3.707	-0.015	0.479	9.542	-2.835	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-13181.435	36.387	0.867	-13918.903	30.234	0.867	
L1	-2873.535	-15.759	-0.945	-2873.535	-9.051	-0.945	
L2	-2796.957	7.105	0.212	-2796.957	5.598	0.212	
L3	-684.121	7.085	0.169	-684.121	5.887	0.169	
W-LO	0.000	-133.627	86.137	0.000	-794.673	94.550	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-1098.181	422.580	0.000	-4098.490	422.580	
E-LO	0.000	2718.413	2383.173	0.000	17110.580	2417.695	
Q3	193.654	0.000	0.000	193.654	0.000	0.000	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12381.770	-3189.808	-695.007	-13119.238	1744.727	-695.007	
L1	-2882.497	-1011.392	-227.070	-2882.497	600.799	-227.070	
L2	-692.005	-1018.155	-188.707	-692.005	321.662	-188.707	
L3	-2801.503	-627.424	-178.615	-2801.503	640.737	-178.615	
W-TR	-223.979	-581.703	-228.190	-223.979	1087.916	-236.603	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	1.831	-509.392	-286.878	1.831	1527.433	-286.878	
E-TR	0.000	4027.194	2234.665	0.000	11410.250	2264.074	
Q1-TR	-1.846	-13.774	0.057	-1.846	49.077	-16.880	
Q3	193.654	0.000	0.000	193.654	0.000	0.000	
COL-TR	-0.479	-3.573	0.015	-0.479	9.468	-2.805	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-12381.770	-1.391	-0.867	-13119.238	4.762	-0.867	
L1	-2882.497	25.426	0.945	-2882.497	18.718	0.945	
L2	-692.005	-2.152	-0.212	-692.005	-0.645	-0.212	
L3	-2801.503	-0.272	-0.169	-2801.503	0.926	-0.169	
W-LO	0.000	-142.012	80.895	0.000	-765.843	89.309	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	-1095.891	421.152	0.000	-4086.063	421.152	
E-LO	0.000	2754.923	2349.395	0.000	16950.240	2379.889	
Q3	193.654	0.000	0.000	193.654	0.000	0.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-8373.726	4388.429	-7337.666	-3985.317	
L1	-1521.988	844.619	-1536.198	-861.334	
L2	-1583.660	910.892	-27.685	-33.228	
L3	-27.210	32.217	-1604.668	-929.592	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	237.319	0.000	-237.319	0.000	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	

④ 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11006.421	-7058.418	11400.015	-7058.418	-9802.695	6739.756	
L1	-2391.592	-1687.349	2877.240	-1687.349	-2367.405	1675.728	
L2	-2254.612	-1539.939	1972.252	-1539.939	-758.473	637.477	
L3	-732.041	-631.445	1977.628	-631.445	-2202.295	1521.678	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1110.492	223.979	1110.492	223.979	-1046.457	223.979	
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-1008.765	-1.831	-984.669	-1.831	-984.669	-1.831	
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Q1-TR	12.503	1.846	12.503	1.846	-11.799	1.846	
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
COL-TR	3.243	0.479	3.243	0.479	-3.060	0.479	

⑤ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-78.571	1450.764	-363.702	2780.333	-8202.703	4381.993
L1	0.000	234.768	-45.780	545.041	-1489.048	844.619
L2	0.000	284.413	-55.461	563.699	-1548.135	910.892
L3	0.000	4.755	-0.927	9.451	-25.953	32.217
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	79.106	0.000	158.213	0.000	237.319	0.000
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S4(절점13)		S5(절점14)		S6(절점16)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-5654.431	-6933.714	-4441.514	-5704.025	6852.980	-4081.263
L1	-1100.770	-1687.349	-813.214	-1356.394	1843.734	-1010.246
L2	-1076.559	-1539.939	-826.028	-1181.753	1340.158	-823.645
L3	-248.985	-631.445	-128.018	-570.602	1215.405	-510.807
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1018.254	223.979	1049.877	223.979	539.918	223.979
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

G-TR	-1007.365	-1.831	-1006.977	-1.831	-1002.162	-1.831
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	11.090	1.846	10.699	1.846	5.843	1.846
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	2.877	0.479	2.775	0.479	1.516	0.479

구 분	S7(절점17)		S8(절점19)		S9(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	7491.165	-2869.920	11379.954	-1272.818	11400.015	1096.879
L1	1992.706	-674.080	2875.893	-336.837	2877.240	324.346
L2	1453.197	-511.489	1972.252	-197.962	1966.276	251.445
L3	1299.932	-382.472	1969.926	-255.528	1977.628	185.775
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	569.525	223.979	61.359	223.979	89.174	223.979
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1001.757	-1.831	-996.957	-1.831	-996.538	-1.831
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	5.435	1.846	0.594	1.846	0.171	1.846
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	1.410	0.479	0.154	0.479	0.044	0.479

구 분	S10(절점22)		S11(절점23)		S12(절점25)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	7988.670	2667.770	7351.968	3861.047	-3245.646	5425.620
L1	2029.724	660.815	1873.111	998.009	-727.699	1344.028
L2	1309.250	381.332	1218.874	513.419	-119.097	574.975
L3	1492.199	496.457	1374.538	806.497	-727.192	1163.882
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-496.083	223.979	-470.060	223.979	-974.643	223.979
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-991.754	-1.831	-991.320	-1.831	-986.549	-1.831
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	-4.654	1.846	-5.091	1.846	-9.903	1.846
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	-1.207	0.479	-1.321	0.479	-2.569	0.479

구 분	S13(절점26)		S14(절점33)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-4579.573	6618.614	-7214.194	-3980.613	-404.866	-2475.703
L1	-1056.986	1675.728	-1509.497	-861.334	-63.377	-558.779
L2	-259.966	637.477	-26.655	-33.228	-1.292	-9.800

L3	-1012.343	1521.678	-1575.851	-929.592	-76.855	-579.210
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-950.412	223.979	-237.319	0.000	-158.213	0.000
WL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-LO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-986.101	-1.831	0.000	0.000	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Q1-TR	-10.355	1.846	0.000	0.000	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COL-TR	-2.686	0.479	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분	S16(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)
D	-63.952	-1283.219
L1	0.000	-240.976
L2	0.000	-4.914
L3	0.000	-292.226
W-LO	0.000	0.000
W-TR	-79.106	0.000
WL	0.000	0.000
G-LO2	0.000	0.000
G-TR	0.000	0.000
E-LO	0.000	0.000
E-TR	0.000	0.000
Q1-TR	0.000	0.000
Q3	0.000	0.000
COL-TR	0.000	0.000

7.2 사용하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-15859.470	4202.400	922.020	-16596.938	-2280.672	905.083	
SV002	-15782.891	3845.414	883.657	-16520.359	-2365.284	866.720	
SV003	-13670.056	4144.008	873.565	-14407.523	-1995.033	856.628	
SV004	-12761.955	2512.326	456.305	-13499.423	-614.701	430.954	
SV005	-15747.480	3888.158	802.697	-16484.948	-1722.987	781.554	
SV006	-15670.902	3531.172	764.335	-16408.369	-1807.599	743.191	
SV007	-13558.066	3829.766	754.242	-14295.534	-1437.348	733.098	
SV008	-15861.301	4739.620	1208.898	-16598.768	-3780.277	1191.961	
SV009	-15857.639	3665.180	635.143	-16595.107	-781.067	618.206	
SV010	-15784.722	4382.634	1170.535	-16522.190	-3864.889	1153.598	
SV011	-15781.060	3308.194	596.780	-16518.528	-865.679	579.843	
SV012	-13671.886	4681.228	1160.443	-14409.354	-3494.638	1143.506	
SV013	-13668.225	3606.788	586.687	-14405.693	-495.428	569.750	
SV014	-12763.786	3049.546	743.182	-13501.254	-2114.306	717.832	
SV015	-12760.125	1975.106	169.427	-13497.592	884.904	144.077	
SV016	-15749.311	4425.378	1089.575	-16486.779	-3222.592	1068.431	
SV017	-15745.649	3350.938	515.820	-16483.117	-223.382	494.676	
SV018	-15672.732	4068.392	1051.212	-16410.200	-3307.204	1030.069	
SV019	-15669.071	2993.952	477.457	-16406.539	-307.993	456.313	
SV020	-13559.897	4366.986	1041.120	-14297.365	-2936.953	1019.976	
SV021	-13556.235	3292.546	467.365	-14293.703	62.257	446.221	
SV022	-12985.934	7424.368	2997.254	-13723.402	9867.069	3010.313	
SV023	-15858.991	4198.693	922.005	-16596.459	-2271.130	902.248	
SV024	-15782.412	3841.707	883.643	-16519.880	-2355.742	863.886	
SV025	-13669.577	4140.301	873.550	-14407.044	-1985.491	853.793	
SV026	-12761.476	2508.619	456.290	-13498.944	-605.159	428.120	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-15072.459	-4214.975	-922.020	-15809.927	2394.603	-938.957	
SV002	-12881.968	-4221.737	-883.657	-13619.436	2115.466	-900.594	
SV003	-14991.466	-3831.006	-873.565	-15728.933	2434.540	-890.502	
SV004	-12413.942	-3785.285	-923.140	-13151.410	2881.720	-948.491	
SV005	-15184.449	-4505.826	-1036.115	-15921.917	2938.561	-1057.259	
SV006	-12993.958	-4512.589	-997.752	-13731.425	2659.424	-1018.896	
SV007	-15103.455	-4121.857	-987.660	-15840.923	2978.499	-1008.804	
SV008	-15070.629	-4724.367	-1208.898	-15808.096	3922.035	-1225.835	
SV009	-15074.290	-3705.582	-635.143	-15811.758	867.170	-652.080	
SV010	-12880.137	-4731.129	-1170.535	-13617.605	3642.899	-1187.472	
SV011	-12883.799	-3712.345	-596.780	-13621.267	588.033	-613.717	
SV012	-14989.635	-4340.398	-1160.443	-15727.103	3961.973	-1177.380	
SV013	-14993.296	-3321.614	-586.687	-15730.764	907.108	-603.624	
SV014	-12412.111	-4294.677	-1210.018	-13149.579	4409.153	-1235.368	
SV015	-12415.772	-3275.893	-636.263	-13153.240	1354.287	-661.613	
SV016	-15182.618	-5015.218	-1322.993	-15920.086	4465.994	-1344.136	
SV017	-15186.280	-3996.434	-749.238	-15923.747	1411.128	-770.381	
SV018	-12992.127	-5021.981	-1284.630	-13729.595	4186.857	-1305.774	
SV019	-12995.788	-4003.196	-710.875	-13733.256	1131.991	-732.019	
SV020	-15101.624	-4631.250	-1274.537	-15839.092	4505.931	-1295.681	
SV021	-15105.286	-3612.465	-700.782	-15842.754	1451.066	-721.926	
SV022	-12189.963	823.612	1539.715	-12927.431	13204.054	1552.187	
SV023	-15072.938	-4218.547	-922.005	-15810.406	2404.070	-941.762	
SV024	-12882.447	-4225.310	-883.643	-13619.915	2124.934	-903.400	
SV025	-14991.944	-3834.579	-873.550	-15729.412	2444.008	-893.307	
SV026	-12414.421	-3788.858	-923.125	-13151.888	2891.188	-951.296	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-15861.316	20.628	-0.078	-16598.784	21.183	-0.078	
SVB02	-15784.737	43.492	1.079	-16522.205	35.831	1.079	
SVB03	-13671.902	43.472	1.035	-14409.370	36.120	1.035	
SVB04	-12987.781	-97.241	87.003	-13725.249	-764.439	95.417	
SVB05	-15861.316	-46.186	42.990	-16598.784	-376.154	47.197	
SVB06	-15784.737	-23.322	44.147	-16522.205	-361.505	48.354	
SVB07	-13671.902	-23.342	44.104	-14409.370	-361.216	48.311	
SVB08	-15861.316	-1077.553	422.502	-16598.784	-4077.307	422.502	
SVB09	-15861.316	1118.809	-422.658	-16598.784	4119.673	-422.658	
SVB10	-15784.737	-1054.689	423.659	-16522.205	-4062.659	423.659	
SVB11	-15784.737	1141.673	-421.501	-16522.205	4134.321	-421.501	
SVB12	-13671.902	-1054.710	423.615	-14409.370	-4062.370	423.615	
SVB13	-13671.902	1141.653	-421.545	-14409.370	4134.611	-421.545	
SVB14	-12987.781	-1195.422	509.583	-13725.249	-4862.929	517.997	
SVB15	-12987.781	1000.940	-335.576	-13725.249	3334.051	-327.163	
SVB16	-15861.316	-1144.367	465.570	-16598.784	-4474.644	469.777	
SVB17	-15861.316	1051.995	-379.590	-16598.784	3722.336	-375.383	
SVB18	-15784.737	-1121.503	466.727	-16522.205	-4459.995	470.934	
SVB19	-15784.737	1074.859	-378.433	-16522.205	3736.985	-374.226	
SVB20	-13671.902	-1121.523	466.684	-14409.370	-4459.706	470.890	
SVB21	-13671.902	1074.839	-378.476	-14409.370	3737.274	-374.269	
SVB22	-12987.781	2754.800	2384.040	-13725.249	17140.814	2418.562	
SVB23	-15861.316	20.628	-0.078	-16598.784	21.183	-0.078	
SVB24	-15784.737	43.492	1.079	-16522.205	35.831	1.079	
SVB25	-13671.902	43.472	1.035	-14409.370	36.120	1.035	
SVB26	-12987.781	-97.241	87.003	-13725.249	-764.439	95.417	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-15070.613	24.035	0.078	-15808.081	23.480	0.078	
SVB02	-12880.122	-3.543	-1.079	-13617.589	4.118	-1.079	
SVB03	-14989.619	-1.663	-1.035	-15727.087	5.689	-1.035	
SVB04	-12188.116	-143.403	80.029	-12925.584	-761.080	88.442	
SVB05	-15070.613	-46.971	40.526	-15808.081	-359.441	44.733	
SVB06	-12880.122	-74.549	39.369	-13617.589	-378.804	43.575	
SVB07	-14989.619	-72.669	39.412	-15727.087	-377.233	43.619	
SVB08	-15070.613	-1071.856	421.230	-15808.081	-4062.582	421.230	
SVB09	-15070.613	1119.927	-421.074	-15808.081	4109.543	-421.074	
SVB10	-12880.122	-1099.434	420.073	-13617.589	-4081.945	420.073	
SVB11	-12880.122	1092.348	-422.231	-13617.589	4090.180	-422.231	
SVB12	-14989.619	-1097.554	420.117	-15727.087	-4080.374	420.117	
SVB13	-14989.619	1094.229	-422.187	-15727.087	4091.751	-422.187	
SVB14	-12188.116	-1239.294	501.181	-12925.584	-4847.143	509.594	
SVB15	-12188.116	952.488	-341.123	-12925.584	3324.982	-332.710	
SVB16	-15070.613	-1142.862	461.678	-15808.081	-4445.504	465.885	
SVB17	-15070.613	1048.920	-380.626	-15808.081	3726.621	-376.420	
SVB18	-12880.122	-1170.441	460.521	-13617.589	-4464.866	464.727	
SVB19	-12880.122	1021.342	-381.783	-13617.589	3707.259	-377.577	
SVB20	-14989.619	-1168.560	460.564	-15727.087	-4463.295	464.771	
SVB21	-14989.619	1023.223	-381.740	-15727.087	3708.830	-377.533	
SVB22	-12188.116	2753.532	2348.528	-12925.584	16955.002	2379.022	
SVB23	-15070.613	24.035	0.078	-15808.081	23.480	0.078	
SVB24	-12880.122	-3.543	-1.079	-13617.589	4.118	-1.079	
SVB25	-14989.619	-1.663	-1.035	-15727.087	5.689	-1.035	
SVB26	-12188.116	-143.403	80.029	-12925.584	-761.080	88.442	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-9895.714	5233.048	-8873.864	-4846.651	
SV002	-9957.386	5299.321	-7365.351	-4018.545	
SV003	-8400.936	4420.646	-8942.334	-4914.909	
SV004	-8136.407	4388.429	-7574.985	-3985.317	
SV005	-9777.055	5233.048	-8992.524	-4846.651	
SV006	-9838.727	5299.321	-7484.010	-4018.545	
SV007	-8282.276	4420.646	-9060.994	-4914.909	
SV008	-9895.714	5233.048	-8873.864	-4846.651	
SV009	-9895.714	5233.048	-8873.864	-4846.651	
SV010	-9957.386	5299.321	-7365.351	-4018.545	
SV011	-9957.386	5299.321	-7365.351	-4018.545	
SV012	-8400.936	4420.646	-8942.334	-4914.909	
SV013	-8400.936	4420.646	-8942.334	-4914.909	
SV014	-8136.407	4388.429	-7574.985	-3985.317	
SV015	-8136.407	4388.429	-7574.985	-3985.317	
SV016	-9777.055	5233.048	-8992.524	-4846.651	
SV017	-9777.055	5233.048	-8992.524	-4846.651	
SV018	-9838.727	5299.321	-7484.010	-4018.545	
SV019	-9838.727	5299.321	-7484.010	-4018.545	
SV020	-8282.276	4420.646	-9060.994	-4914.909	
SV021	-8282.276	4420.646	-9060.994	-4914.909	
SV022	-8373.726	4388.429	-7337.666	-3985.317	
SV023	-9895.714	5233.048	-8873.864	-4846.651	
SV024	-9957.386	5299.321	-7365.351	-4018.545	
SV025	-8400.936	4420.646	-8942.334	-4914.909	
SV026	-8136.407	4388.429	-7574.985	-3985.317	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-13385.510	-8743.921	14277.426	-73.273	-12181.899	8417.330	
SV002	-13248.531	-8596.511	13366.463	-41.299	-10572.967	7379.079	
SV003	-11725.959	-7688.017	13377.815	-101.029	-12016.790	8263.280	
SV004	-9883.427	-6832.593	11489.360	1322.704	-10860.951	6965.581	
SV005	-12830.264	-8631.932	14322.013	1535.060	-12705.128	8529.319	
SV006	-12693.285	-8484.521	13411.050	1462.160	-11096.196	7491.069	
SV007	-11170.713	-7576.028	13422.402	1396.489	-12540.018	8375.269	
SV008	-14394.276	-8745.752	13280.888	-75.104	-13166.568	8415.499	
SV009	-12376.745	-8742.091	15273.963	-71.443	-11197.230	8419.160	
SV010	-14257.296	-8598.342	12369.925	-43.129	-11557.636	7377.249	
SV011	-12239.765	-8594.680	14363.000	-39.468	-9588.298	7380.910	
SV012	-12734.725	-7689.848	12381.277	-102.860	-13001.459	8261.449	
SV013	-10717.194	-7686.186	14374.352	-99.198	-11032.121	8265.111	
SV014	-10892.192	-6834.424	10492.822	1320.873	-11845.620	6963.750	
SV015	-8874.661	-6830.762	12485.898	1324.535	-9876.282	6967.412	
SV016	-13839.030	-8633.763	13325.475	1533.229	-13689.797	8527.488	
SV017	-11821.499	-8630.101	15318.550	1536.891	-11720.459	8531.150	
SV018	-13702.050	-8486.352	12414.512	1460.329	-12080.865	7489.238	
SV019	-11684.519	-8482.690	14407.587	1463.991	-10111.527	7492.900	
SV020	-12179.479	-7577.858	12425.864	1394.659	-13524.687	8373.439	
SV021	-10161.948	-7574.197	14418.939	1398.320	-11555.349	8377.100	
SV022	-10993.918	-7056.572	11400.186	-67.395	-9814.494	6741.602	
SV023	-13382.267	-8743.443	14277.470	-72.794	-12184.960	8417.809	
SV024	-13245.288	-8596.032	13366.507	-40.820	-10576.028	7379.558	
SV025	-11722.716	-7687.538	13377.859	-100.550	-12019.850	8263.759	
SV026	-9880.184	-6832.114	11489.404	1323.183	-10864.012	6966.060	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-78.571	1685.532	-409.482	3325.374	-9691.751	5226.612
SV002	-78.571	1735.177	-419.163	3344.032	-9750.838	5292.885
SV003	-78.571	1455.519	-364.629	2789.784	-8228.656	4414.210
SV004	-78.571	1450.764	-284.596	2780.333	-8044.490	4381.993
SV005	-78.571	1685.532	-369.929	3325.374	-9612.645	5226.612
SV006	-78.571	1735.177	-379.610	3344.032	-9671.732	5292.885
SV007	-78.571	1455.519	-325.076	2789.784	-8149.550	4414.210
SV008	-78.571	1685.532	-409.482	3325.374	-9691.751	5226.612
SV009	-78.571	1685.532	-409.482	3325.374	-9691.751	5226.612
SV010	-78.571	1735.177	-419.163	3344.032	-9750.838	5292.885
SV011	-78.571	1735.177	-419.163	3344.032	-9750.838	5292.885
SV012	-78.571	1455.519	-364.629	2789.784	-8228.656	4414.210
SV013	-78.571	1455.519	-364.629	2789.784	-8228.656	4414.210
SV014	-78.571	1450.764	-284.596	2780.333	-8044.490	4381.993
SV015	-78.571	1450.764	-284.596	2780.333	-8044.490	4381.993
SV016	-78.571	1685.532	-369.929	3325.374	-9612.645	5226.612
SV017	-78.571	1685.532	-369.929	3325.374	-9612.645	5226.612
SV018	-78.571	1735.177	-379.610	3344.032	-9671.732	5292.885
SV019	-78.571	1735.177	-379.610	3344.032	-9671.732	5292.885
SV020	-78.571	1455.519	-325.076	2789.784	-8149.550	4414.210
SV021	-78.571	1455.519	-325.076	2789.784	-8149.550	4414.210
SV022	-78.571	1450.764	-363.702	2780.333	-8202.703	4381.993
SV023	-78.571	1685.532	-409.482	3325.374	-9691.751	5226.612
SV024	-78.571	1735.177	-419.163	3344.032	-9750.838	5292.885
SV025	-78.571	1455.519	-364.629	2789.784	-8228.656	4414.210
SV026	-78.571	1450.764	-284.596	2780.333	-8044.490	4381.993

구 분	S4(절점13)		S5(절점14)		S6(절점16)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-6744.110	-8619.217	-5244.029	-7058.573	8702.557	-5089.663
SV002	-6719.899	-8471.806	-5256.843	-6883.932	8198.981	-4903.061
SV003	-5892.325	-7563.313	-4558.833	-6272.781	8074.228	-4590.224
SV004	-4704.192	-6707.889	-3460.045	-5478.200	7398.741	-3855.438
SV005	-6274.536	-8507.227	-4758.644	-6946.584	8972.516	-4977.674
SV006	-6250.325	-8359.817	-4771.457	-6771.942	8468.940	-4791.072
SV007	-5422.752	-7451.323	-4073.447	-6160.791	8344.187	-4478.234
SV008	-7751.475	-8621.048	-6251.006	-7060.404	7700.395	-5091.494
SV009	-5736.745	-8617.386	-4237.052	-7056.742	9704.718	-5087.832
SV010	-7727.264	-8473.637	-6263.819	-6885.762	7196.819	-4904.892
SV011	-5712.535	-8469.975	-4249.866	-6882.101	9201.142	-4901.231
SV012	-6899.690	-7565.143	-5565.809	-6274.612	7072.066	-4592.055
SV013	-4884.961	-7561.482	-3551.856	-6270.950	9076.390	-4588.393
SV014	-5711.557	-6709.719	-4467.021	-5480.031	6396.579	-3857.269
SV015	-3696.828	-6706.058	-2453.068	-5476.369	8400.903	-3853.607
SV016	-7281.901	-8509.058	-5765.620	-6948.414	7970.354	-4979.504
SV017	-5267.171	-8505.397	-3751.667	-6944.753	9974.678	-4975.843
SV018	-7257.690	-8361.647	-5778.434	-6773.773	7466.778	-4792.903
SV019	-5242.961	-8357.986	-3764.481	-6770.111	9471.102	-4789.241
SV020	-6430.116	-7453.154	-5080.424	-6162.622	7342.025	-4480.065
SV021	-4415.387	-7449.492	-3066.471	-6158.961	9346.349	-4476.404
SV022	-5643.340	-6931.868	-4430.815	-5702.179	6858.823	-4079.417
SV023	-6741.233	-8618.738	-5241.254	-7058.094	8704.072	-5089.184
SV024	-6717.023	-8471.327	-5254.068	-6883.453	8200.496	-4902.583
SV025	-5889.449	-7562.834	-4556.058	-6272.302	8075.743	-4589.745
SV026	-4701.316	-6707.410	-3457.269	-5477.721	7400.257	-3854.959

구 분	S7(절점17)		S8(절점19)		S9(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	9489.306	-3542.154	14256.441	-1607.809	14277.426	1423.071
SV002	8949.797	-3379.562	13352.800	-1468.934	13366.463	1350.170
SV003	8796.531	-3250.546	13350.474	-1526.500	13377.815	1284.500
SV004	8066.125	-2644.095	11441.906	-1046.993	11489.360	1322.704
SV005	9774.068	-3430.164	14287.120	-1495.820	14322.013	1535.060
SV006	9234.560	-3267.573	13383.479	-1356.944	13411.050	1462.160
SV007	9081.294	-3138.556	13381.153	-1414.511	13422.402	1396.489
SV008	8487.549	-3543.985	13259.484	-1609.640	13280.888	1421.240
SV009	10491.063	-3540.323	15253.398	-1605.979	15273.963	1424.901
SV010	7948.040	-3381.393	12355.843	-1470.764	12369.925	1348.340
SV011	9951.554	-3377.732	14349.757	-1467.103	14363.000	1352.001
SV012	7794.774	-3252.377	12353.517	-1528.331	12381.277	1282.669
SV013	9798.289	-3248.715	14347.431	-1524.669	14374.352	1286.331
SV014	7064.368	-2645.925	10444.949	-1048.824	10492.822	1320.873
SV015	9067.882	-2642.264	12438.863	-1045.162	12485.898	1324.535
SV016	8772.311	-3431.995	13290.163	-1497.651	13325.475	1533.229
SV017	10775.826	-3428.334	15284.077	-1493.989	15318.550	1536.891
SV018	8232.802	-3269.404	12386.522	-1358.775	12414.512	1460.329
SV019	10236.317	-3265.742	14380.436	-1355.113	14407.587	1463.991
SV020	8079.537	-3140.387	12384.196	-1416.341	12425.864	1394.659
SV021	10083.051	-3136.726	14378.110	-1412.680	14418.939	1398.320
SV022	7496.600	-2868.074	11380.548	-1270.972	11400.186	1098.725
SV023	9490.715	-3541.675	14256.595	-1607.330	14277.470	1423.550
SV024	8951.207	-3379.083	13352.954	-1468.455	13366.507	1350.649
SV025	8797.941	-3250.067	13350.628	-1526.021	13377.859	1284.979
SV026	8067.535	-2643.616	11442.060	-1046.514	11489.404	1323.183

구 분	S10(절점22)		S11(절점23)		S12(절점25)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	10013.740	3330.431	9219.988	4860.902	-3983.248	6771.494
SV002	9293.266	3050.949	8565.751	4376.312	-3374.646	6002.442
SV003	9476.215	3166.074	8721.415	4669.390	-3982.742	6591.349
SV004	7567.039	2893.596	6955.923	4086.872	-4230.192	5651.446
SV005	9805.252	3442.421	9024.511	4972.891	-4470.570	6883.484
SV006	9084.777	3162.939	8370.274	4488.302	-3861.967	6114.432
SV007	9267.726	3278.063	8525.939	4781.379	-4470.063	6703.338
SV008	9021.986	3328.601	8228.668	4859.071	-4969.797	6769.664
SV009	11005.494	3332.262	10211.308	4862.732	-2996.699	6773.325
SV010	8301.512	3049.118	7574.431	4374.482	-4361.195	6000.611
SV011	10285.020	3052.780	9557.071	4378.143	-2388.097	6004.273
SV012	8484.461	3164.243	7730.095	4667.559	-4969.291	6589.518
SV013	10467.969	3167.904	9712.735	4671.221	-2996.193	6593.179
SV014	6575.285	2891.765	5964.603	4085.041	-5216.741	5649.615
SV015	8558.793	2895.427	7947.243	4088.703	-3243.643	5653.277
SV016	8813.498	3440.590	8033.191	4971.060	-5457.119	6881.653
SV017	10797.006	3444.252	10015.831	4974.722	-3484.021	6885.315
SV018	8093.023	3161.108	7378.954	4486.471	-4848.517	6112.601
SV019	10076.531	3164.769	9361.594	4490.133	-2875.418	6116.262
SV020	8275.972	3276.232	7534.619	4779.549	-5456.612	6701.507
SV021	10259.480	3279.894	9517.259	4783.210	-3483.514	6705.169
SV022	7984.016	2669.617	7346.877	3862.893	-3255.549	5427.467
SV023	10012.533	3330.910	9218.668	4861.381	-3985.817	6771.973
SV024	9292.059	3051.428	8564.430	4376.791	-3377.214	6002.921
SV025	9475.008	3166.553	8720.095	4669.869	-3985.310	6591.828
SV026	7565.832	2894.075	6954.603	4087.351	-4232.761	5651.925

구 분	S13(절점26)		S14(절점33)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-5646.914	8296.188	-8723.691	-4841.947	-468.243	-3034.482
SV002	-4849.894	7257.938	-7240.849	-4013.841	-406.158	-2485.503
SV003	-5602.271	8142.138	-8790.045	-4910.205	-481.721	-3054.913
SV004	-5540.340	6844.439	-7451.513	-3980.613	-563.078	-2475.703
SV005	-6122.120	8408.178	-8842.350	-4841.947	-547.349	-3034.482
SV006	-5325.099	7369.927	-7359.508	-4013.841	-485.265	-2485.503
SV007	-6077.477	8254.128	-8908.705	-4910.205	-560.828	-3054.913
SV008	-6633.014	8294.357	-8723.691	-4841.947	-468.243	-3034.482
SV009	-4660.813	8298.019	-8723.691	-4841.947	-468.243	-3034.482
SV010	-5835.994	7256.107	-7240.849	-4013.841	-406.158	-2485.503
SV011	-3863.793	7259.768	-7240.849	-4013.841	-406.158	-2485.503
SV012	-6588.372	8140.307	-8790.045	-4910.205	-481.721	-3054.913
SV013	-4616.171	8143.969	-8790.045	-4910.205	-481.721	-3054.913
SV014	-6526.440	6842.609	-7451.513	-3980.613	-563.078	-2475.703
SV015	-4554.239	6846.270	-7451.513	-3980.613	-563.078	-2475.703
SV016	-7108.220	8406.347	-8842.350	-4841.947	-547.349	-3034.482
SV017	-5136.019	8410.008	-8842.350	-4841.947	-547.349	-3034.482
SV018	-6311.200	7368.096	-7359.508	-4013.841	-485.265	-2485.503
SV019	-4338.999	7371.758	-7359.508	-4013.841	-485.265	-2485.503
SV020	-7063.578	8252.297	-8908.705	-4910.205	-560.828	-3054.913
SV021	-5091.377	8255.959	-8908.705	-4910.205	-560.828	-3054.913
SV022	-4589.928	6620.460	-7214.194	-3980.613	-404.866	-2475.703
SV023	-5649.600	8296.667	-8723.691	-4841.947	-468.243	-3034.482
SV024	-4852.579	7258.417	-7240.849	-4013.841	-406.158	-2485.503
SV025	-5604.957	8142.617	-8790.045	-4910.205	-481.721	-3054.913
SV026	-5543.025	6844.918	-7451.513	-3980.613	-563.078	-2475.703

구 분	S16(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-63.952	-1524.195
SV002	-63.952	-1288.133
SV003	-63.952	-1575.445
SV004	-143.059	-1283.219
SV005	-103.505	-1524.195
SV006	-103.505	-1288.133
SV007	-103.505	-1575.445
SV008	-63.952	-1524.195
SV009	-63.952	-1524.195
SV010	-63.952	-1288.133
SV011	-63.952	-1288.133
SV012	-63.952	-1575.445
SV013	-63.952	-1575.445
SV014	-143.059	-1283.219
SV015	-143.059	-1283.219
SV016	-103.505	-1524.195
SV017	-103.505	-1524.195
SV018	-103.505	-1288.133
SV019	-103.505	-1288.133
SV020	-103.505	-1575.445
SV021	-103.505	-1575.445
SV022	-63.952	-1283.219
SV023	-63.952	-1524.195
SV024	-63.952	-1288.133
SV025	-63.952	-1575.445
SV026	-143.059	-1283.219

7.3 계수하중 조합시 부재력 집계

1) 교축직각방향

① 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-23059.816	6365.472	1391.636	-24018.524	-3432.884	1369.617	
UL002	-22895.172	5597.952	1309.156	-23853.880	-3614.800	1287.138	
UL003	-18352.575	6239.929	1287.457	-19311.283	-2818.761	1265.439	
UL004	-16590.542	3266.023	593.196	-17549.250	-799.111	560.241	
UL005	-20471.724	5054.606	1043.507	-21430.432	-2239.883	1016.020	
UL006	-20372.172	4590.524	993.635	-21330.880	-2349.878	966.148	
UL007	-17625.486	4978.696	980.515	-18584.194	-1868.553	953.028	
UL008	-20619.691	6161.506	1571.567	-21578.399	-4914.360	1549.549	
UL009	-20614.931	4764.734	825.685	-21573.639	-1015.387	803.667	
UL010	-20520.138	5697.424	1521.696	-21478.847	-5024.356	1499.677	
UL011	-20515.378	4300.652	775.814	-21474.087	-1125.382	753.796	
UL012	-17773.452	6085.596	1508.575	-18732.160	-4543.030	1486.557	
UL013	-17768.692	4688.824	762.694	-18727.400	-644.056	740.675	
UL014	-15954.733	3811.932	928.978	-16876.567	-2642.883	897.290	
UL015	-15950.156	2468.882	211.784	-16871.991	1106.130	180.096	
UL016	-19686.639	5531.722	1361.969	-20608.474	-4028.240	1335.539	
UL017	-19682.062	4188.673	644.775	-20603.897	-279.227	618.345	
UL018	-19590.915	5085.490	1314.015	-20512.750	-4134.005	1287.586	
UL019	-19586.338	3742.440	596.821	-20508.173	-384.992	570.392	
UL020	-16949.871	5458.732	1301.400	-17871.706	-3671.192	1274.970	
UL021	-16945.294	4115.683	584.206	-17867.129	77.821	557.776	
UL022	-12985.934	7424.368	2997.254	-13723.402	9867.069	3010.313	
UL023	-20616.688	5458.301	1198.607	-21575.396	-2952.469	1172.923	
UL024	-20517.136	4994.219	1148.736	-21475.844	-3062.464	1123.052	
UL025	-17770.450	5382.391	1135.615	-18729.158	-2581.138	1109.931	
UL026	-15313.772	3010.343	547.548	-16198.733	-726.190	513.744	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-22044.319	-6339.151	-1391.636	-23003.027	3623.663	-1413.654	
UL002	-17334.763	-6353.690	-1309.156	-18293.471	3023.518	-1331.174	
UL003	-21870.183	-5513.618	-1287.457	-22828.891	3709.529	-1309.475	
UL004	-16138.124	-4920.871	-1200.082	-17096.832	3746.236	-1233.038	
UL005	-19739.783	-5857.574	-1346.950	-20698.492	3820.129	-1374.436	
UL006	-16892.145	-5866.365	-1297.078	-17850.853	3457.251	-1324.565	
UL007	-19634.492	-5358.415	-1283.958	-20593.200	3872.048	-1311.445	
UL008	-19591.817	-6141.677	-1571.567	-20550.525	5098.646	-1593.585	
UL009	-19596.577	-4817.257	-825.685	-20555.285	1127.321	-847.703	
UL010	-16744.178	-6150.468	-1521.696	-17702.887	4735.768	-1543.714	
UL011	-16748.938	-4826.048	-775.814	-17707.647	764.443	-797.832	
UL012	-19486.525	-5642.518	-1508.575	-20445.233	5150.565	-1530.593	
UL013	-19491.285	-4318.098	-762.694	-20449.993	1179.240	-784.712	
UL014	-15515.139	-5368.347	-1512.522	-16436.973	5511.441	-1544.210	
UL015	-15519.716	-4094.866	-795.328	-16441.550	1692.859	-827.016	
UL016	-18978.273	-6269.023	-1653.741	-19900.107	5582.492	-1680.170	
UL017	-18982.849	-4995.542	-936.547	-19904.684	1763.910	-962.977	
UL018	-16240.158	-6277.476	-1605.787	-17161.993	5233.571	-1632.217	
UL019	-16244.735	-5003.996	-888.594	-17166.570	1414.989	-915.023	
UL020	-18877.030	-5789.062	-1593.172	-19798.865	5632.414	-1619.601	
UL021	-18881.607	-4515.581	-875.978	-19803.442	1813.832	-902.408	
UL022	-12189.963	823.612	1539.715	-12927.431	13204.054	1552.187	
UL023	-19594.820	-5484.112	-1198.607	-20553.528	3125.292	-1224.291	
UL024	-16747.181	-5492.903	-1148.736	-17705.889	2762.414	-1174.420	
UL025	-19489.528	-4984.952	-1135.615	-20448.236	3177.211	-1161.299	
UL026	-14897.305	-4546.629	-1107.751	-15782.266	3469.425	-1141.555	

2) 교축직각방향(편심최대)

① 기둥 : 부재번호 38 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-19105.385	5418.942	1183.134	-19842.853	-2899.054	1161.115	
UE002	-18940.741	4651.422	1100.654	-19678.209	-3080.969	1078.636	
UE003	-14398.145	5293.399	1078.955	-15135.613	-2284.930	1056.937	
UE004	-12636.112	2319.493	384.694	-13373.579	-265.281	351.739	
UE005	-16517.294	4108.075	835.005	-17254.762	-1706.053	807.518	
UE006	-16417.742	3643.994	785.133	-17155.209	-1816.048	757.646	
UE007	-13671.055	4032.166	772.013	-14408.523	-1334.722	744.526	
UE008	-16665.260	5214.976	1363.065	-17402.728	-4380.530	1341.047	
UE009	-16660.500	3818.204	617.183	-17397.968	-481.556	595.165	
UE010	-16565.708	4750.894	1313.193	-17303.176	-4490.525	1291.175	
UE011	-16560.948	3354.122	567.312	-17298.416	-591.552	545.294	
UE012	-13819.022	5139.066	1300.073	-14556.490	-4009.199	1278.055	
UE013	-13814.262	3742.294	554.192	-14551.730	-110.226	532.173	
UE014	-12000.302	2865.402	720.476	-12700.897	-2109.052	688.788	
UE015	-11995.725	1522.352	3.282	-12696.320	1639.961	-28.406	
UE016	-15732.208	4585.192	1153.467	-16432.803	-3494.410	1127.037	
UE017	-15727.631	3242.143	436.273	-16428.226	254.603	409.843	
UE018	-15636.485	4138.960	1105.513	-16337.079	-3600.174	1079.084	
UE019	-15631.908	2795.910	388.319	-16332.502	148.839	361.890	
UE020	-12995.441	4512.202	1092.898	-13696.035	-3137.361	1066.468	
UE021	-12990.864	3169.153	375.704	-13691.458	611.652	349.274	
UE022	-12985.934	4568.662	2997.254	-13723.402	2135.642	3010.313	
UE023	-16662.258	4511.771	990.105	-17399.725	-2418.638	964.421	
UE024	-16562.705	4047.689	940.234	-17300.173	-2528.634	914.549	
UE025	-13816.019	4435.861	927.113	-14553.487	-2047.308	901.429	
UE026	-11359.341	2063.813	339.046	-12023.062	-192.360	305.242	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-18329.788	-5382.208	-1183.134	-19067.256	3100.245	-1205.152	
UE002	-13620.232	-5396.748	-1100.654	-14357.700	2500.100	-1122.672	
UE003	-18155.652	-4556.675	-1078.955	-18893.119	3186.111	-1100.973	
UE004	-12423.593	-3963.928	-991.580	-13161.061	3222.818	-1024.536	
UE005	-16025.252	-4900.632	-1138.448	-16762.720	3296.711	-1165.934	
UE006	-13177.614	-4909.423	-1088.576	-13915.081	2933.833	-1116.063	
UE007	-15919.960	-4401.472	-1075.456	-16657.428	3348.630	-1102.943	
UE008	-15877.286	-5184.735	-1363.065	-16614.754	4575.228	-1385.083	
UE009	-15882.046	-3860.315	-617.183	-16619.514	603.903	-639.201	
UE010	-13029.647	-5193.526	-1313.193	-13767.115	4212.350	-1335.212	
UE011	-13034.407	-3869.106	-567.312	-13771.875	241.025	-589.330	
UE012	-15771.994	-4685.575	-1300.073	-16509.462	4627.147	-1322.091	
UE013	-15776.754	-3361.155	-554.192	-16514.222	655.822	-576.210	
UE014	-11800.608	-4411.404	-1304.020	-12501.202	4988.023	-1335.708	
UE015	-11805.184	-3137.924	-586.826	-12505.779	1169.441	-618.514	
UE016	-15263.741	-5312.080	-1445.239	-15964.336	5059.074	-1471.668	
UE017	-15268.318	-4038.600	-728.045	-15968.913	1240.492	-754.474	
UE018	-12525.627	-5320.534	-1397.285	-13226.222	4710.153	-1423.715	
UE019	-12530.204	-4047.053	-680.091	-13230.799	891.571	-706.521	
UE020	-15162.499	-4832.120	-1384.670	-15863.094	5108.996	-1411.099	
UE021	-15167.076	-3558.639	-667.476	-15867.671	1290.414	-693.905	
UE022	-12189.963	-1861.184	1539.715	-12927.431	5597.221	1552.187	
UE023	-15880.289	-4527.169	-990.105	-16617.756	2601.873	-1015.789	
UE024	-13032.650	-4535.960	-940.234	-13770.118	2238.995	-965.918	
UE025	-15774.997	-4028.010	-927.113	-16512.465	2653.792	-952.797	
UE026	-11182.774	-3589.687	-899.248	-11846.495	2946.007	-933.053	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-23062.216	13.421	-0.905	-24020.924	19.844	-0.905	
ULB02	-22897.572	62.579	1.583	-23856.280	51.339	1.583	
ULB03	-18354.975	62.535	1.489	-19313.684	51.960	1.489	
ULB04	-16884.115	-126.413	113.104	-17842.823	-993.771	124.042	
ULB05	-20619.711	-60.042	55.887	-21578.419	-489.000	61.356	
ULB06	-20520.159	-30.318	57.392	-21478.867	-469.957	62.860	
ULB07	-17773.472	-30.345	57.335	-18732.181	-469.581	62.804	
ULB08	-20619.711	-1400.819	549.252	-21578.419	-5300.500	549.252	
ULB09	-20619.711	1454.451	-549.456	-21578.419	5355.575	-549.456	
ULB10	-20520.159	-1371.096	550.757	-21478.867	-5281.456	550.757	
ULB11	-20520.159	1484.175	-547.951	-21478.867	5374.618	-547.951	
ULB12	-17773.472	-1371.122	550.700	-18732.181	-5281.081	550.700	
ULB13	-17773.472	1484.148	-548.008	-18732.181	5374.994	-548.008	
ULB14	-16234.726	-1494.277	636.979	-17156.561	-6078.662	647.496	
ULB15	-16234.726	1251.175	-419.471	-17156.561	4167.563	-408.954	
ULB16	-19826.645	-1430.459	581.963	-20748.480	-5593.305	587.221	
ULB17	-19826.645	1314.994	-474.487	-20748.480	4652.920	-469.229	
ULB18	-19730.922	-1401.878	583.409	-20652.757	-5574.994	588.668	
ULB19	-19730.922	1343.574	-473.041	-20652.757	4671.231	-467.782	
ULB20	-17089.877	-1401.904	583.355	-18011.712	-5574.633	588.613	
ULB21	-17089.877	1343.549	-473.095	-18011.712	4671.593	-467.837	
ULB22	-12987.781	2754.800	2384.040	-13725.249	17140.814	2418.562	
ULB23	-20619.711	26.816	-0.102	-21578.419	27.538	-0.102	
ULB24	-20520.159	56.540	1.403	-21478.867	46.581	1.403	
ULB25	-17773.472	56.513	1.346	-18732.181	46.957	1.346	
ULB26	-15585.337	-116.689	104.404	-16470.298	-917.327	114.500	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-22041.919	52.858	0.905	-23000.627	46.435	0.905	
ULB02	-17332.363	-6.436	-1.583	-18291.071	4.805	-1.583	
ULB03	-21867.782	-2.392	-1.489	-22826.491	8.183	-1.489	
ULB04	-15844.551	-186.424	104.037	-16803.259	-989.405	114.975	
ULB05	-19591.797	-61.062	52.684	-20550.505	-467.273	58.152	
ULB06	-16744.158	-96.914	51.179	-17702.866	-492.445	56.648	
ULB07	-19486.505	-94.469	51.236	-20445.213	-490.403	56.705	
ULB08	-19591.797	-1393.413	547.599	-20550.505	-5281.357	547.599	
ULB09	-19591.797	1455.905	-547.396	-20550.505	5342.406	-547.396	
ULB10	-16744.158	-1429.265	546.095	-17702.866	-5306.528	546.095	
ULB11	-16744.158	1420.053	-548.900	-17702.866	5317.234	-548.900	
ULB12	-19486.505	-1426.820	546.152	-20445.213	-5304.486	546.152	
ULB13	-19486.505	1422.498	-548.844	-20445.213	5319.277	-548.844	
ULB14	-15235.145	-1549.118	626.476	-16156.980	-6058.929	636.993	
ULB15	-15235.145	1190.611	-426.404	-16156.980	4156.228	-415.887	
ULB16	-18838.266	-1428.578	577.097	-19760.101	-5556.880	582.356	
ULB17	-18838.266	1311.151	-475.783	-19760.101	4658.277	-470.524	
ULB18	-16100.152	-1463.051	575.651	-17021.987	-5581.083	580.909	
ULB19	-16100.152	1276.678	-477.229	-17021.987	4634.074	-471.971	
ULB20	-18737.024	-1460.700	575.705	-19658.859	-5579.119	580.964	
ULB21	-18737.024	1279.028	-477.175	-19658.859	4636.037	-471.916	
ULB22	-12188.116	2753.532	2348.528	-12925.584	16955.002	2379.022	
ULB23	-19591.797	31.246	0.102	-20550.505	30.524	0.102	
ULB24	-16744.158	-4.606	-1.403	-17702.866	5.353	-1.403	
ULB25	-19486.505	-2.161	-1.346	-20445.213	7.395	-1.346	
ULB26	-14625.740	-172.084	96.034	-15510.701	-913.297	106.130	

4) 교축방향(편심최대)

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-19107.786	2.505	-1.165	-19845.253	10.774	-1.165	
UEB02	-18943.141	51.663	1.323	-19680.609	42.269	1.323	
UEB03	-14400.545	51.619	1.229	-15138.013	42.890	1.229	
UEB04	-12929.685	-137.329	112.845	-13667.152	-1002.841	123.782	
UEB05	-16665.281	-70.958	55.627	-17402.748	-498.070	61.096	
UEB06	-16565.728	-41.234	57.132	-17303.196	-479.027	62.600	
UEB07	-13819.042	-41.261	57.075	-14556.510	-478.651	62.544	
UEB08	-16665.281	-1411.735	548.992	-17402.748	-5309.570	548.992	
UEB09	-16665.281	1443.535	-549.716	-17402.748	5346.505	-549.716	
UEB10	-16565.728	-1382.012	550.497	-17303.196	-5290.527	550.497	
UEB11	-16565.728	1473.259	-548.211	-17303.196	5365.548	-548.211	
UEB12	-13819.042	-1382.038	550.440	-14556.510	-5290.151	550.440	
UEB13	-13819.042	1473.232	-548.268	-14556.510	5365.924	-548.268	
UEB14	-12280.296	-1505.193	636.719	-12980.890	-6087.732	647.236	
UEB15	-12280.296	1240.259	-419.731	-12980.890	4158.493	-409.214	
UEB16	-15872.215	-1441.375	581.703	-16572.809	-5602.375	586.961	
UEB17	-15872.215	1304.078	-474.747	-16572.809	4643.850	-469.489	
UEB18	-15776.491	-1412.794	583.149	-16477.086	-5584.064	588.408	
UEB19	-15776.491	1332.658	-473.301	-16477.086	4662.161	-468.042	
UEB20	-13135.447	-1412.820	583.095	-13836.041	-5583.703	588.353	
UEB21	-13135.447	1332.633	-473.355	-13836.041	4662.522	-468.097	
UEB22	-12987.781	942.524	2384.040	-13725.249	5733.760	2418.562	
UEB23	-16665.281	15.900	-0.362	-17402.748	18.467	-0.362	
UEB24	-16565.728	45.624	1.143	-17303.196	37.511	1.143	
UEB25	-13819.042	45.597	1.086	-14556.510	37.886	1.086	
UEB26	-11630.906	-127.605	104.144	-12294.628	-926.397	114.240	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-18327.388	53.275	1.165	-19064.856	45.006	1.165	
UEB02	-13617.832	-6.018	-1.323	-14355.299	3.376	-1.323	
UEB03	-18153.251	-1.975	-1.229	-18890.719	6.754	-1.229	
UEB04	-12130.020	-186.007	104.297	-12867.488	-990.833	115.235	
UEB05	-15877.266	-60.645	52.944	-16614.734	-468.702	58.412	
UEB06	-13029.627	-96.497	51.439	-13767.095	-493.873	56.908	
UEB07	-15771.974	-94.052	51.496	-16509.442	-491.831	56.965	
UEB08	-15877.266	-1392.996	547.859	-16614.734	-5282.786	547.859	
UEB09	-15877.266	1456.322	-547.136	-16614.734	5340.977	-547.136	
UEB10	-13029.627	-1428.848	546.355	-13767.095	-5307.957	546.355	
UEB11	-13029.627	1420.470	-548.640	-13767.095	5315.806	-548.640	
UEB12	-15771.974	-1426.403	546.412	-16509.442	-5305.915	546.412	
UEB13	-15771.974	1422.915	-548.584	-16509.442	5317.848	-548.584	
UEB14	-11520.614	-1548.701	626.736	-12221.209	-6060.358	637.253	
UEB15	-11520.614	1191.028	-426.144	-12221.209	4154.799	-415.628	
UEB16	-15123.735	-1428.161	577.357	-15824.330	-5558.308	582.616	
UEB17	-15123.735	1311.568	-475.523	-15824.330	4656.848	-470.264	
UEB18	-12385.621	-1462.634	575.911	-13086.215	-5582.512	581.169	
UEB19	-12385.621	1277.095	-476.969	-13086.215	4632.645	-471.711	
UEB20	-15022.493	-1460.283	575.965	-15723.087	-5580.548	581.224	
UEB21	-15022.493	1279.446	-476.915	-15723.087	4634.609	-471.656	
UEB22	-12188.116	916.917	2348.528	-12925.584	5654.842	2379.022	
UEB23	-15877.266	31.663	0.362	-16614.734	29.096	0.362	
UEB24	-13029.627	-4.189	-1.143	-13767.095	3.924	-1.143	
UEB25	-15771.974	-1.744	-1.086	-16509.442	5.966	-1.086	
UEB26	-10911.208	-171.666	96.294	-11574.930	-914.725	106.390	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재7, 절점7)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-14158.119	7520.889	-12841.792	-7032.780	
UL002	-14290.713	7663.376	-9598.488	-5252.352	
UL003	-10944.345	5774.224	-12989.003	-7179.535	
UL004	-10577.329	5704.958	-9847.481	-5180.912	
UL005	-12710.171	6802.963	-11690.281	-6300.646	
UL006	-12790.345	6889.117	-9729.214	-5224.108	
UL007	-10766.959	5746.840	-11779.292	-6389.382	
UL008	-12864.428	6802.963	-11536.024	-6300.646	
UL009	-12864.428	6802.963	-11536.024	-6300.646	
UL010	-12944.602	6889.117	-9574.956	-5224.108	
UL011	-12944.602	6889.117	-9574.956	-5224.108	
UL012	-10921.216	5746.840	-11625.035	-6389.382	
UL013	-10921.216	5746.840	-11625.035	-6389.382	
UL014	-10170.509	5485.536	-9468.731	-4981.646	
UL015	-10170.509	5485.536	-9468.731	-4981.646	
UL016	-12221.318	6541.310	-11240.655	-6058.314	
UL017	-12221.318	6541.310	-11240.655	-6058.314	
UL018	-12298.408	6624.151	-9355.013	-5023.181	
UL019	-12298.408	6624.151	-9355.013	-5023.181	
UL020	-10352.845	5525.808	-11326.242	-6143.636	
UL021	-10352.845	5525.808	-11326.242	-6143.636	
UL022	-8373.726	4388.429	-7337.666	-3985.317	
UL023	-12864.428	6802.963	-11536.024	-6300.646	
UL024	-12944.602	6889.117	-9574.956	-5224.108	
UL025	-10921.216	5746.840	-11625.035	-6389.382	
UL026	-9763.688	5266.115	-9089.982	-4782.380	

② 두부보 : 지간1

하중	좌측 (부재11, 절점11)		중앙부		좌측 (부재27, 절점28)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-19434.016	-12801.345	21006.307	-100.252	-17848.763	12366.897	
UL002	-19139.510	-12484.412	19047.736	-31.506	-14389.559	10134.659	
UL003	-15865.982	-10531.151	19072.143	-159.927	-17493.778	12035.690	
UL004	-12848.455	-8882.371	14936.168	1719.515	-14119.237	9055.255	
UL005	-16679.344	-11221.512	18618.616	1995.578	-16516.666	11088.115	
UL006	-16501.270	-11029.878	17434.364	1900.808	-14425.054	9738.389	
UL007	-14521.927	-9848.836	17449.122	1815.436	-16302.024	10887.850	
UL008	-18712.558	-11369.478	17265.154	-97.635	-17116.539	10940.148	
UL009	-16089.768	-11364.718	19856.152	-92.875	-14556.400	10944.908	
UL010	-18534.485	-11177.844	16080.902	-56.068	-15024.927	9590.423	
UL011	-15911.695	-11173.084	18671.900	-51.308	-12464.788	9595.183	
UL012	-16555.142	-9996.802	16095.660	-133.718	-16901.896	10739.884	
UL013	-13932.352	-9992.042	18686.658	-128.958	-14341.757	10744.644	
UL014	-13615.240	-8543.030	13116.028	1651.092	-14807.025	8704.688	
UL015	-11093.327	-8538.453	15607.372	1655.669	-12345.353	8709.265	
UL016	-17298.787	-10792.203	16656.844	1916.537	-17112.246	10659.360	
UL017	-14776.874	-10787.626	19148.188	1921.114	-14650.574	10663.937	
UL018	-17127.563	-10607.940	15518.140	1825.411	-15101.081	9361.548	
UL019	-14605.649	-10603.363	18009.484	1829.988	-12639.409	9366.124	
UL020	-15224.348	-9472.323	15532.330	1743.323	-16905.859	10466.798	
UL021	-12702.435	-9467.746	18023.674	1747.900	-14444.187	10471.375	
UL022	-10993.918	-7056.572	11400.186	-67.395	-9814.494	6741.602	
UL023	-17396.947	-11366.475	18560.711	-94.633	-15840.448	10943.151	
UL024	-17218.874	-11174.841	17376.459	-53.066	-13748.836	9593.426	
UL025	-15239.531	-9993.800	17391.217	-130.715	-15625.805	10742.886	
UL026	-11856.220	-8198.537	13787.285	1587.820	-13036.814	8359.272	

③ 두부보 : 교량 받침부 전단력

구 분	S1(절점2)		S2(절점3)		S3(절점6)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-102.143	2390.745	-571.239	4786.270	-13864.967	7512.521
UL002	-102.143	2497.482	-592.053	4826.385	-13992.005	7655.008
UL003	-102.143	1896.217	-474.806	3634.752	-10719.313	5765.857
UL004	-102.143	1885.994	-369.975	3614.432	-10457.837	5696.590
UL005	-102.143	2191.192	-480.907	4322.986	-12496.438	6794.595
UL006	-102.143	2255.731	-493.492	4347.241	-12573.251	6880.750
UL007	-102.143	1892.175	-422.599	3626.719	-10594.415	5738.473
UL008	-102.143	2191.192	-532.327	4322.986	-12599.276	6794.595
UL009	-102.143	2191.192	-532.327	4322.986	-12599.276	6794.595
UL010	-102.143	2255.731	-544.912	4347.241	-12676.089	6880.750
UL011	-102.143	2255.731	-544.912	4347.241	-12676.089	6880.750
UL012	-102.143	1892.175	-474.018	3626.719	-10697.253	5738.473
UL013	-102.143	1892.175	-474.018	3626.719	-10697.253	5738.473
UL014	-98.214	1813.456	-355.745	3475.416	-10055.612	5477.491
UL015	-98.214	1813.456	-355.745	3475.416	-10055.612	5477.491
UL016	-98.214	2106.916	-462.411	4156.717	-12015.806	6533.265
UL017	-98.214	2106.916	-462.411	4156.717	-12015.806	6533.265
UL018	-98.214	2168.972	-474.512	4180.039	-12089.665	6616.106
UL019	-98.214	2168.972	-474.512	4180.039	-12089.665	6616.106
UL020	-98.214	1819.399	-406.345	3487.229	-10186.937	5517.762
UL021	-98.214	1819.399	-406.345	3487.229	-10186.937	5517.762
UL022	-78.571	1450.764	-363.702	2780.333	-8202.703	4381.993
UL023	-102.143	2191.192	-532.327	4322.986	-12599.276	6794.595
UL024	-102.143	2255.731	-544.912	4347.241	-12676.089	6880.750
UL025	-102.143	1892.175	-474.018	3626.719	-10697.253	5738.473
UL026	-94.286	1740.917	-341.515	3336.399	-9653.388	5258.391

구 분	S4(절점13)		S5(절점14)		S6(절점16)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-9702.997	-12639.229	-7508.470	-10329.080	12880.498	-7475.272
UL002	-9650.944	-12322.296	-7536.019	-9953.601	11797.809	-7074.078
UL003	-7871.661	-10369.035	-6035.297	-8639.627	11529.590	-6401.477
UL004	-6115.450	-8720.255	-4498.058	-7121.660	9618.363	-5012.069
UL005	-8156.897	-11059.396	-6186.237	-9030.559	11664.271	-6470.976
UL006	-8125.423	-10867.762	-6202.895	-8803.525	11009.622	-6228.394
UL007	-7049.577	-9686.720	-5295.482	-8009.029	10847.443	-5821.705
UL008	-10076.917	-11207.362	-8126.307	-9178.525	10010.513	-6618.942
UL009	-7457.768	-11202.602	-5508.168	-9173.765	12616.134	-6614.182
UL010	-10045.443	-11015.728	-8142.965	-8951.491	9355.864	-6376.360
UL011	-7426.295	-11010.968	-5524.826	-8946.731	11961.485	-6371.600
UL012	-8969.597	-9834.686	-7235.552	-8156.995	9193.686	-5969.671
UL013	-6350.449	-9829.926	-4617.413	-8152.235	11799.306	-5964.911
UL014	-7139.447	-8387.149	-5583.777	-6850.038	7995.724	-4821.586
UL015	-4621.035	-8382.572	-3066.335	-6845.461	10501.128	-4817.009
UL016	-9102.376	-10636.323	-7207.026	-8685.518	9962.943	-6224.381
UL017	-6583.964	-10631.746	-4689.584	-8680.941	12468.347	-6219.804
UL018	-9072.113	-10452.059	-7223.043	-8467.216	9333.472	-5991.128
UL019	-6553.701	-10447.482	-4705.601	-8462.639	11838.877	-5986.552
UL020	-8037.646	-9316.442	-6350.530	-7703.278	9177.531	-5600.081
UL021	-5519.233	-9311.865	-3833.088	-7698.701	11682.936	-5595.505
UL022	-5643.340	-6931.868	-4430.815	-5702.179	6858.823	-4079.417
UL023	-8763.603	-11204.359	-6813.630	-9175.523	11315.294	-6615.940
UL024	-8732.130	-11012.725	-6830.288	-8948.488	10660.645	-6373.357
UL025	-7656.284	-9831.684	-5922.875	-8153.993	10498.466	-5966.669
UL026	-5641.579	-8048.892	-4148.723	-6573.265	8880.308	-4625.951

구 분	S7(절점17)		S8(절점19)		S9(절점20)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	14029.897	-5177.769	20977.883	-2376.464	21006.307	2125.686
UL002	12869.953	-4828.196	19035.055	-2077.881	19047.736	1968.950
UL003	12540.433	-4550.811	19030.053	-2201.649	19072.143	1827.759
UL004	10485.963	-3437.323	14874.478	-1361.091	14936.168	1719.515
UL005	12706.289	-4459.214	18573.256	-1944.566	18618.616	1995.578
UL006	12004.927	-4247.845	17398.523	-1764.027	17434.364	1900.808
UL007	11805.682	-4080.123	17395.499	-1838.864	17449.122	1815.436
UL008	11033.813	-4607.180	17237.329	-2092.532	17265.154	1847.612
UL009	13638.382	-4602.420	19829.417	-2087.772	19856.152	1852.372
UL010	10332.452	-4395.811	16062.596	-1911.994	16080.902	1752.842
UL011	12937.020	-4391.051	18654.684	-1907.234	18671.900	1757.602
UL012	10133.207	-4228.089	16059.572	-1986.830	16095.660	1667.470
UL013	12737.775	-4223.330	18651.660	-1982.070	18686.658	1672.230
UL014	8830.460	-3307.407	13056.187	-1311.030	13116.028	1651.092
UL015	11334.853	-3302.830	15548.579	-1306.453	15607.372	1655.669
UL016	10965.389	-4289.994	16612.704	-1872.063	16656.844	1916.537
UL017	13469.782	-4285.417	19105.097	-1867.486	19148.188	1921.114
UL018	10291.003	-4086.754	15483.153	-1698.469	15518.140	1825.411
UL019	12795.396	-4082.178	17975.545	-1693.892	18009.484	1829.988
UL020	10099.421	-3925.484	15480.245	-1770.427	15532.330	1743.323
UL021	12603.814	-3920.907	17972.638	-1765.850	18023.674	1747.900
UL022	7496.600	-2868.074	11380.548	-1270.972	11400.186	1098.725
UL023	12337.930	-4604.178	18533.573	-2089.530	18560.711	1850.615
UL024	11636.569	-4392.808	17358.840	-1908.991	17376.459	1755.844
UL025	11437.323	-4225.087	17355.816	-1983.828	17391.217	1670.473
UL026	9681.042	-3172.339	13730.472	-1255.817	13787.285	1587.820

구 분	S10(절점22)		S11(절점23)		S12(절점25)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	14743.128	4891.253	13578.129	7167.479	-5796.767	9945.366
UL002	13194.108	4290.366	12171.519	6125.612	-4488.272	8291.904
UL003	13587.448	4537.884	12506.198	6755.729	-5795.678	9558.053
UL004	9837.150	3761.675	9042.700	5312.934	-5499.250	7346.880
UL005	12746.827	4475.147	11731.865	6464.758	-5811.741	8948.529
UL006	11810.210	4111.820	10881.356	5834.792	-5020.558	7948.761
UL007	12048.044	4261.482	11083.720	6215.793	-5811.082	8714.340
UL008	11728.582	4327.181	10697.269	6316.792	-6460.737	8800.563
UL009	14307.142	4331.941	13274.701	6321.552	-3895.709	8805.323
UL010	10791.965	3963.854	9846.760	5686.826	-5669.553	7800.795
UL011	13370.525	3968.614	12424.192	5691.586	-3104.526	7805.555
UL012	11029.799	4113.516	10049.124	6067.827	-6460.078	8566.373
UL013	13608.359	4118.276	12626.556	6072.587	-3895.050	8571.133
UL014	8219.106	3614.706	7455.754	5106.302	-6520.927	7062.019
UL015	10698.491	3619.283	9934.054	5110.878	-4054.554	7066.596
UL016	11016.872	4300.738	10041.489	6213.825	-6821.399	8602.067
UL017	13496.257	4305.315	12519.789	6218.402	-4355.026	8606.643
UL018	10116.279	3951.385	9223.693	5608.089	-6060.646	7640.751
UL019	12595.664	3955.962	11701.993	5612.666	-3594.273	7645.328
UL020	10344.965	4095.291	9418.273	5974.436	-6820.765	8376.884
UL021	12824.350	4099.867	11896.573	5979.013	-4354.393	8381.461
UL022	7984.016	2669.617	7346.877	3862.893	-3255.549	5427.467
UL023	13016.293	4330.183	11984.268	6319.795	-5181.562	8803.565
UL024	12079.676	3966.856	11133.760	5689.829	-4390.379	7803.797
UL025	12317.510	4116.518	11336.123	6070.829	-5180.903	8569.376
UL026	9078.998	3472.890	8345.523	4904.821	-5079.313	6782.310

구 분	S13(절점26)		S14(절점33)		S15(절점36)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-8239.426	12209.413	-12623.871	-7026.665	-662.585	-4419.789
UL002	-6525.832	9977.175	-9435.760	-5246.237	-529.104	-3239.484
UL003	-8143.445	11878.206	-12766.532	-7173.420	-691.565	-4463.715
UL004	-7202.441	8897.771	-9686.967	-5174.797	-732.002	-3218.414
UL005	-7958.756	10930.631	-11495.056	-6294.531	-711.553	-3944.826
UL006	-6922.629	9580.905	-9567.361	-5217.993	-630.844	-3231.154
UL007	-7900.720	10730.366	-11581.316	-6383.266	-729.076	-3971.387
UL008	-8622.919	10782.664	-11340.798	-6294.531	-608.715	-3944.826
UL009	-6059.057	10787.424	-11340.798	-6294.531	-608.715	-3944.826
UL010	-7586.792	9432.939	-9413.104	-5217.993	-528.006	-3231.154
UL011	-5022.931	9437.699	-9413.104	-5217.993	-528.006	-3231.154
UL012	-8564.883	10582.400	-11427.059	-6383.266	-626.238	-3971.387
UL013	-6001.022	10587.160	-11427.059	-6383.266	-626.238	-3971.387
UL014	-8158.050	8553.261	-9314.391	-4975.766	-703.848	-3094.629
UL015	-5692.799	8557.838	-9314.391	-4975.766	-703.848	-3094.629
UL016	-8885.275	10507.933	-11052.938	-6052.434	-684.186	-3793.102
UL017	-6420.024	10512.510	-11052.938	-6052.434	-684.186	-3793.102
UL018	-7889.000	9210.121	-9199.386	-5017.301	-606.581	-3106.879
UL019	-5423.749	9214.697	-9199.386	-5017.301	-606.581	-3106.879
UL020	-8829.472	10315.371	-11135.881	-6137.756	-701.034	-3818.641
UL021	-6364.221	10319.948	-11135.881	-6137.756	-701.034	-3818.641
UL022	-4589.928	6620.460	-7214.194	-3980.613	-404.866	-2475.703
UL023	-7344.480	10785.667	-11340.798	-6294.531	-608.715	-3944.826
UL024	-6308.353	9435.942	-9413.104	-5217.993	-528.006	-3231.154
UL025	-7286.444	10585.402	-11427.059	-6383.266	-626.238	-3971.387
UL026	-6651.631	8213.902	-8941.816	-4776.736	-675.694	-2970.843

구 분	S16(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-83.138	-2186.283
UL002	-83.138	-1678.750
UL003	-83.138	-2296.471
UL004	-185.976	-1668.185
UL005	-134.557	-1981.454
UL006	-134.557	-1674.573
UL007	-134.557	-2048.079
UL008	-83.138	-1981.454
UL009	-83.138	-1981.454
UL010	-83.138	-1674.573
UL011	-83.138	-1674.573
UL012	-83.138	-2048.079
UL013	-83.138	-2048.079
UL014	-178.823	-1604.024
UL015	-178.823	-1604.024
UL016	-129.382	-1905.244
UL017	-129.382	-1905.244
UL018	-129.382	-1610.166
UL019	-129.382	-1610.166
UL020	-129.382	-1969.306
UL021	-129.382	-1969.306
UL022	-63.952	-1283.219
UL023	-83.138	-1981.454
UL024	-83.138	-1674.573
UL025	-83.138	-2048.079
UL026	-171.670	-1539.863

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 7)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

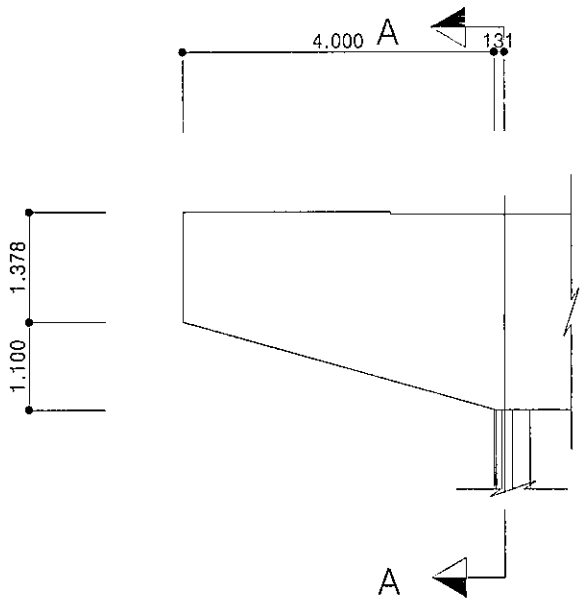
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7663.376 kN - "ULO-02"

Mu = 14290.713 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 14290.713 / 7663.376 = 1.865 m

d = 2.200 - 0.145 = 2.056 m

a/d = 1.865 / 2.056 = 0.907 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단길이(mm)	Vu(kN)
2700.0	2200.4	2055.7	100.0	2001.2	7663.4

a = 1864.806 mm, d = 2055.720 mm

a / d (= 0.907) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2001.203 mm ≥ 0.5 x 2055.720 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7663.376 kN

Nuc = 0.20 x 7663.376 = 1532.675 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 14290.713 + 1532.675 x (2.200 - 2.056)

= 14512.517 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 2700.000 x 2055.720 = 29972.390 kN

≤ 5.6 x 2700.000 x 2055.720 = 31082.479 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29972.390 = 23977.912 kN ≥ Vu (=7663.376 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 : 일체로 친 보통 콘크리트)

= 7663376.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 17105.750 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 14290.713 + 1532.675 x (2.200 - 2.056) = 14512.517 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 22938.991 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7663.376 = 1532.675 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4789.610 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 27728.601 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2700.000 x 2055.720
= 14986.195 mm²
Use As = 30168.600 mm² (철근도심 144.72 mm)
1단 : H32-11.0EA + H32-10.0EA , d1 = 100.00 mm
2단 : H29-11.0EA + H29-10.0EA , d2 = 200.00 mm
Use As ≥ 27728.601 mm² , 14986.195 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (27728.601 - 4789.610)
= 11469.496 mm²
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2055.72 = 1370.48 mm구간에 5.0 단 설치
▶ 사용철근량(5.0단) : H22 - 30.00 EA = 11613.000 mm² ≥ 11469.496 mm² ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 1.9 < 2d(=4.201) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 0.932 m (< d = 2.100 m) L 위험단면 위치
- Vu = 5141.157 kN - "ULO-02
부재번호 : 4 (I단 : 절점4, J단 : 절점5) 부재길이(L) : 1.330 m
Vui = 5035.470 kN (I단), Vuj = 5301.388 kN (J단)
검토위치(Lc) = 3.199 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 5035.470 + (5301.388 - 5035.470)/1.330 x (3.199 - 2.670)
= 5141.157 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3729.6	2055.7	5141.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 2055.72
= 19227.297 kN ≥ Vu(= 5141.157 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2055.72 = 3845.459 kN
< Vu (= 5141.157 kN) , 전단보강 필요.
* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7639.383 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7639.383 + 4806.824)

= 9956.966 kN ≥ Vu(= 5141.157 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.378 x 4.131 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 71.085 kN

w2 = 1.100 x (4.131-0.131) / 2 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 27.473 kN

w3 = 1.100 x (4.131-4.000) x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 1.799 kN

Vc = 71.085 + 27.473 + 1.799 = 100.357 kN

Mc = 71.085 x 2.066 + 27.473 x 1.464 + 1.799 x 0.066 = 187.173 kN.m

Vu = 248.740 x sin 75.00 + 239.313 x cos 75.00 +
248.619 x sin 75.00 + 239.854 x cos 75.00 +
248.737 x sin 75.00 + 240.426 x cos 75.00 +
100.357(Vc)
= 1007.275 kN

Mu = 248.740 x sin 75.00 x 2.882 + 239.313 x cos 75.00 x 2.882 +
248.619 x sin 75.00 x 0.039 + 239.854 x cos 75.00 x 0.039 +
248.737 x sin 75.00 x 2.687 + 240.426 x cos 75.00 x 2.687 +
187.173(Mc)
= 1882.610 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2200.4	2700.0	2600.0	100.0	1882.6	1007.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4940.500 x 400.00 = 1976200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2200.436 = 50500.011 x a

T = C 이므로, a = 39.133 mm, c = 39.133 / β1 = 39.133 / 0.85 = 46.038 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2600.00 - 46.038) / 46.038 = 0.16642

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2136.603 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4940.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.312]

1단 : H22 - 7.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 4298.1 mm²)

2단 : H29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00086

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.133 mm

ΦMn = 0.85 x 4940.500 x 400 x (2600.00 - a/2) = 4334.535 kN.m

≥ Mu (= 1882.610 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.302]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2200.44 x 2600.00 = 3963.718 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1007.275 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9957.386 x 1000000 / [30168.600 x (2055.720 - 494.230/3)]
= 174.544 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2055.7/(7x30168.600)]
= 494.230 mm

사용철근량 = 30168.6 ㎟ (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)
2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.54) - 2.5 x 84.00 = 241.18 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 174.54) = 360.94 mm
Sa는 작은 값인 241.18 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 241.18 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1882.610 x 1000000 / [4940.500 x (2600.000 - 270.594/3)]
= 151.827 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4940.500/2200.4 + 7x4940.500/2200.4 x √[(1 + 2x2200.4x2600.0/(7x4940.500)]
= 270.594 mm

사용철근량 = 4940.5 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 7.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 4298.1 ㎟)
2단 : H29 - 1.0 EA (= 642.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 151.83) - 2.5 x 84.00 = 308.68 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 151.83) = 414.95 mm
Sa는 작은 값인 308.68 mm 를 적용
S = 2200.44 / 9.0 EA = 244.49 ≤ Sa (= 308.68 mm) ∴ O.K

8.2 내민보의 설계 : 우측 (절점 32)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.
[도로교 설계기준 5.4.4.1]

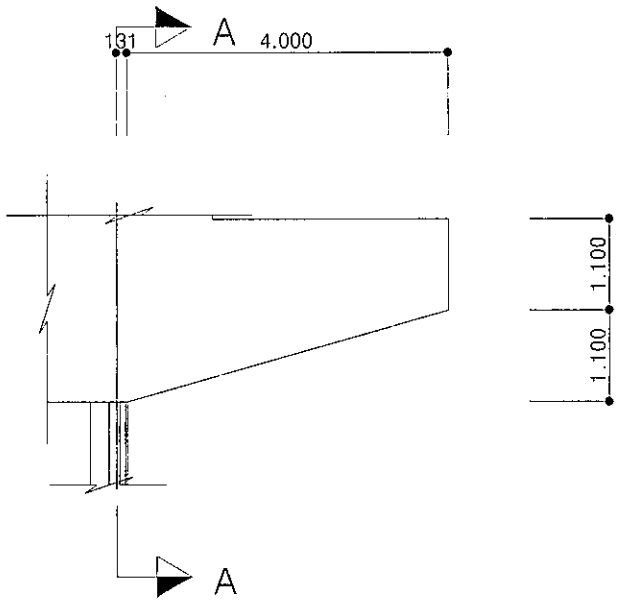
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

② 치환단면의 한변길이

$L = \sqrt{4.155} = 2.038\ m$

☞ 위험단면은 기둥끝단으로부터 0.131m(= 1.150 - 2.038/2)에 위치한다.



2) 브래킷 판정

① 위험단면에서의 작용력 : 『단면력 집계』 참조

Vu = 7179.535 kN - "ULO-03"

Mu = 12989.003 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 12989.003 / 7179.535 = 1.809 m

d = 2.200 - 0.145 = 2.056 m

a/d = 1.809 / 2.056 = 0.880 ≤ 1.0 ∴ 브래킷으로 검토

3) 브래킷 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck=27MPa, fy=400MPa, Φ=0.80, Φf=0.80, Φv=0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	외단길이(mm)	Vu(kN)
2700.0	2200.4	2055.7	100.0	1738.9	7179.5

a = 1809.171 mm, d = 2055.720 mm

a / d (= 0.880) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 1738.939 mm ≥ 0.5 x 2055.720 mm ∴ O.K

① 설계 단면력 산정

Vu = 7179.535 kN

Nuc = 0.20 x 7179.535 = 1435.907 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 12989.003 + 1435.907 x (2.200 - 2.056)

= 13196.803 kN.m

② 전단마찰철근(Avf)의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우 , [도로교 설계기준] 4.4.6.4

Vn_max ≤ 0.2 x fck x bo x d , 5.6 x bo x d

≤ 0.2 x 27 x 2700.000 x 2055.720 = 29972.390 kN

≤ 5.6 x 2700.000 x 2055.720 = 31082.479 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29972.390 = 23977.912 kN ≥ Vu (=7179.535 kN) ∴ O.K

$$Avf = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu}$$ (Φv=0.80, μ=1.4λ, λ=1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)

= 7179535.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 16025.748 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 12989.003 + 1435.907 x (2.200 - 2.056) = 13196.803 kN.m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times B}$$

Mn = Mu / Φ = Af x fy x (d - a/2) → 위의 a를 대입하여 Af를 이차방정식으로 푼다.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 20781.558 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 7179.535 = 1435.907 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 4487.209 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 25268.768 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 2700.000 x 2055.720
= 14986.195 mm²
Use As = 30168.600 mm² (철근도심 144.72 mm)
1단 : H32-11.0EA + H32-10.0EA , d1 = 100.00 mm
2단 : H29-11.0EA + H29-10.0EA , d2 = 200.00 mm
Use As ≥ 25268.768 mm² , 14986.195 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽,띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (25268.768 - 4487.209)
= 10390.779 mm²
사용철근량 (1단) : H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm²
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 2055.72 = 1370.48 mm구간에 5.0 단 설치
▶ 사용철근량(5.0단) : H22 - 30.00 EA = 11613.000 mm² ≥ 10390.779 mm² ∴ O.K

4) 외측빔 검토 : 깊은보로 검토
: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]
a = 1.8 < 2d(=4.201) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 0.905 m (< d = 2.100 m) L 위험단면 위치
- Vu = 4734.152 kN - "ULO-03
부재번호 : 34 (I단 : 절점34, J단 : 절점35) 부재길이(L) : 1.067 m
Vui = -4876.772 kN (I단), Vuj = -4680.057 kN (J단)
검토위치(Lc) = 22.274 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= -4876.772 + (-4680.057 - -4876.772)/1.067 x (22.274 - 21.500)
= -4734.152 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3618.3	2055.7	4734.2	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토
ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 2055.72
= 19227.297 kN ≥ Vu(= 4734.152 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2055.72 = 3845.459 kN
< Vu (= 4734.152 kN) , 전단보강 필요.
* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7639.383 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7639.383 + 4806.824)

= 9956.966 kN ≥ Vu(= 4734.152 kN) ∴ O.K

5) 수평력에 의한 검토

- 교축방향 지진시 수평력과 두부보관성력으로 교축방향 모멘트를 산정

→ 두부보자중에의한 관성력 산정 : 설계수평진도 (Kh = 0.154 x 1.200 = 0.185)

w1 = 1.378 x 4.131 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 71.085 kN

w2 = 1.100 x (4.131-0.131) / 2 x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 27.473 kN

w3 = 1.100 x (4.131-4.000) x 2.700 x 25.000 x 0.185 = 1.799 kN

Vc = 71.085 + 27.473 + 1.799 = 100.357 kN

Mc = 71.085 x 2.066 + 27.473 x 1.464 + 1.799 x 0.066 = 187.173 kN.m

Vu = 248.854 x sin 75.00 + 239.454 x cos 75.00 +
248.742 x sin 75.00 + 241.056 x cos 75.00 +
248.843 x sin 75.00 + 240.617 x cos 75.00 +
100.357(Vc)
= 1008.003 kN

Mu = 248.854 x sin 75.00 x 2.619 + 239.454 x cos 75.00 x 2.619 +
248.742 x sin 75.00 x 0.031 + 241.056 x cos 75.00 x 0.031 +
248.843 x sin 75.00 x 2.882 + 240.617 x cos 75.00 x 2.882 +
187.173(Mc)
= 1860.650 kN.m

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2200.4	2700.0	2600.0	100.0	1860.7	1008.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4940.500 x 400.00 = 1976200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2200.436 = 50500.011 x a

T = C 이므로, a = 39.133 mm, c = 39.133 / β1 = 39.133 / 0.85 = 46.038 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2600.00 - 46.038) / 46.038 = 0.16642

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2111.599 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4940.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.340]

1단 : H22 - 7.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 4298.1 mm²)

2단 : H29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00086

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.133 mm

ΦMn = 0.85 x 4940.500 x 400 x (2600.00 - a/2) = 4334.535 kN.m

≥ Mu (= 1860.650 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.330]

* 전단에 대한 검토 (d = 2600.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2200.44 x 2600.00 = 3963.718 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1008.003 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9060.994 x 1000000 / [30168.600 x (2055.720 - 494.230/3)]
= 158.831 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2055.7/(7x30168.600)]
= 494.230 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)
2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 158.83) - 2.5 x 84.00 = 285.81 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 158.83) = 396.65 mm
Sa는 작은 값인 285.81 mm 를 적용
S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 285.81 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1860.650 x 1000000 / [4940.500 x (2600.000 - 270.594/3)]
= 150.056 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4940.500/2200.4 + 7x4940.500/2200.4 x √[(1 + 2x2200.4x2600.0/(7x4940.500)]
= 270.594 mm

사용철근량 = 4940.5 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 7.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 4298.1 mm²)
2단 : H29 - 1.0 EA (= 642.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.06) - 2.5 x 84.00 = 314.80 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 150.06) = 419.84 mm
Sa는 작은 값인 314.80 mm 를 적용
S = 2200.44 / 9.0 EA = 244.49 ≤ Sa (= 314.80 mm) ∴ O.K

8.3 내부지간 설계

1) 깊은 보 판정

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

cD = √(π x 2.300² / 4) = 2.038 m : 정사각형 치환단면의 한변길이

Ln = 15.200 - 2.038 = 13.162 m

d = 1.100 + 1.378 - 0.100 = 2.378 m

Ln/d = 13.162 / 2.378 = 5.535 ≥ 4 ∴ 일반 보로 전단설계

2) 좌측 지점부 : UL-01(부재 11)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2414.8	2270.1	100.0	19434.0	12801.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30168.600 x 400.00 = 12067440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 194.746 mm, c = 194.746 / β1 = 194.746 / 0.85 = 229.113 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2314.79 - 229.113) / 229.113 = 0.02731

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 26151.723 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm) , [사용률 = 1.154]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00492

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 194.746 mm

ΦMn = 0.85 x 30168.600 x 400 x (2270.07 - a/2) = 22286.074 kN.m

≥ Mu (= 19434.016 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.147]

* 전단에 대한 검토 (d = 2270.07 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2270.07 = 4246.430 kN

< Vu (= 12801.345 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (12801.345-4246.430) x 125.00 / (400x2270.07xΦ) x 1000 = 1472.096 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2270.07 / 125.00 x 1000 = 16871.899 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2270.07 x 1000 = 21232.149 kN ≥ 16871.899 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5308.037 + 16871.899) = 17743.949 kN ≥12801.345 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14394.276 x 1000000 / [30168.600 x (2270.072 - 522.805/3)]

= 227.659 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2270.1/(7x30168.600)]

= 522.805 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 227.66) - 2.5 x 84.00 = 135.91 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 227.66) = 276.73 mm

Sa는 작은 값인 135.91 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 135.91 mm) ∴ O.K

3) 중앙부 : UL-01, UL-05(부재 19)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2375.9	2225.9	100.0	21006.3	1995.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2275.91 - 253.323) / 253.323 = 0.02395

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 28973.662 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.151]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00555

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2225.91 - a/2) = 24023.423 kN.m

≥ Mu (= 21006.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.144]

* 전단에 대한 검토 (d = 2225.91 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2225.91 = 4163.820 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1995.578 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15318.550 x 1000000 / [33356.400 x (2225.910 - 539.995/3)]

= 224.467 MPa

$x = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2225.9/(7x33356.400)]

= 539.995 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 224.47) - 2.5 x 84.00 = 140.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 224.47) = 280.67 mm

Sa는 작은 값인 140.83 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 140.83 mm) ∴ O.K

4) 우측 지점부 : UL-01(부재 27)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2294.9	2150.2	100.0	17848.8	12366.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30168.600 x 400.00 = 12067440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 194.746 mm, c = 194.746 / β1 = 194.746 / 0.85 = 229.113 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2194.91 - 229.113) / 229.113 = 0.02574

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 25381.736 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm) , [사용률 = 1.189]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00520

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 194.746 mm

ΦMn = 0.85 x 30168.600 x 400 x (2150.20 - a/2) = 21056.469 kN.m

≥ Mu (= 17848.763 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.180]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.20 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2150.20 = 4022.188 kN

< Vu (= 12366.897 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (12366.897-4022.188) x 125.00 / (400x2150.20xΦ) x 1000 = 1515.979 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2150.20 / 125.00 x 1000 = 15980.944 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2150.20 x 1000 = 20110.942 kN ≥ 15980.944 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5027.736 + 15980.944) = 16806.944 kN ≥12366.897 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13689.797 x 1000000 / [30168.600 x (2150.196 - 506.996/3)]

= 229.041 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2150.2/(7x30168.600)]

= 506.996 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 229.04) - 2.5 x 84.00 = 133.82 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 229.04) = 275.06 mm

Sa는 작은 값인 133.82 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 133.82 mm) ∴ O.K

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-02(절점 2)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.041 (102.14/2497.48) < 2d(=3.243) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3729.6	1576.8	2497.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 1576.76

= 14747.538 kN ≥ Vu(= 2497.482 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1576.76 = 2949.508 kN

≥ Vu (= 2497.482 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 78.571 x 1000000 / [30168.600 x (1576.758 - 424.547/3)]

= 1.815 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1576.8/(7x30168.600)]

= 424.547 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.81) - 2.5 x 84.00 = 43187.68 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.81) = 34718.15 mm

Sa는 작은 값인 34718.15 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 34718.15 mm) ∴ O.K

2) 받침위치2(교량받침10) : ULO-02(절점 3)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.123 (592.05/4826.39) < 2d(=3.350) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3729.6	1630.4	4826.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 1630.38

= 15249.096 kN ≥ Vu(= 4826.385 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1630.38 = 3049.819 kN

< Vu (= 4826.385 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6058.765 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (6058.765 + 3812.274)

= 7896.831 kN ≥ Vu(= 4826.385 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 419.163 x 1000000 / [30168.600 x (1630.383 - 432.821/3)]

= 9.349 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1630.4/(7x30168.600)]

= 432.821 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 9.35) - 2.5 x 84.00 = 8213.14 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 9.35) = 6738.51 mm

Sa는 작은 값인 6738.51 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 6738.51 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침2) : UL0-02(절점 6)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.828 (13992.00/7655.01) < 2d(=4.691) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3729.6	2300.7	7655.0	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 2300.67

= 21518.309 kN ≥ Vu(= 7655.008 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2300.67 = 4303.662 kN

< Vu (= 7655.008 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 8549.646 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (8549.646 + 5379.577)

= 11143.379 kN ≥ Vu(= 7655.008 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 9750.838 x 1000000 / [30168.600 x (2300.667 - 526.773/3)]

= 152.094 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2300.7/(7x30168.600)]

= 526.773 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 152.09) - 2.5 x 84.00 = 307.77 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 152.09) = 414.22 mm

Sa는 작은 값인 307.77 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 307.77 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(교량받침3) : UL0-01(절점 13)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2414.8	2270.1	100.0	9703.0	12639.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30168.600 x 400.00 = 12067440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 194.746 mm, c = 194.746 / β1 = 194.746 / 0.85 = 229.113 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2314.79 - 229.113) / 229.113 = 0.02731

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 12804.628 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm) , [사용률 = 2.356]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00492

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 194.746 mm

ΦMn = 0.85 x 30168.600 x 400 x (2270.07 - a/2) = 22286.074 kN.m

≥ Mu (= 9702.997 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.297]

* 전단에 대한 검토 (d = 2270.07 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2270.07 = 4246.430 kN

< Vu (= 12639.229 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (12639.229-4246.430) x 125.00 / (400x2270.07xΦ) x 1000 = 1444.200 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족 .

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2270.07 / 125.00 x 1000 = 16871.899 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2270.07 x 1000 = 21232.149 kN ≥ 16871.899 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5308.037 + 16871.899) = 17743.949 kN ≥12639.229 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7751.475 x 1000000 / [30168.600 x (2270.072 - 522.805/3)]

= 122.597 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2270.1/(7x30168.600)]

= 522.805 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.60) - 2.5 x 84.00 = 432.35 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.60) = 513.88 mm

Sa는 작은 값인 432.35 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 432.35 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침12) : UL0-01(절점 14)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2414.8	2270.1	100.0	7508.5	10329.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30168.600 x 400.00 = 12067440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 194.746 mm, c = 194.746 / β1 = 194.746 / 0.85 = 229.113 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2314.79 - 229.113) / 229.113 = 0.02731

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9866.625 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm) , [사용률 = 3.058]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00492

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 194.746 mm

ΦMn = 0.85 x 30168.600 x 400 x (2270.07 - a/2) = 22286.074 kN.m

≥ Mu (= 7508.470 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.968]

* 전단에 대한 검토 (d = 2270.07 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2270.07 = 4246.430 kN

< Vu (= 10329.080 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (10329.080-4246.430) x 125.00 / (400x2270.07xΦ) x 1000 = 1046.678 ㎟

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 ㎟

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 ㎟

Av_min = 295.313 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 ㎟ (H22-6.0 EA, C.T.C 125 ㎜) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2270.07 / 125.00 x 1000 = 16871.899 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2270.07 x 1000 = 21232.149 kN ≥ 16871.899 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5308.037 + 16871.899) = 17743.949 kN ≥ 10329.080 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6251.006 x 1000000 / [30168.600 x (2270.072 - 522.805/3)]

= 98.865 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2270.1/(7x30168.600)]

= 522.805 ㎜

사용철근량 = 30168.6 ㎟ (철근도심 : 144.7 ㎜)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 98.87) - 2.5 x 84.00 = 586.54 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 98.87) = 637.23 ㎜

Sa는 작은 값인 586.54 ㎜ 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 586.54 ㎜) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침4) : UL0-01(절점 16)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2386.2	2236.2	100.0	12880.5	7475.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2286.16 - 253.323) / 253.323 = 0.02407

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 17377.285 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.920]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00552

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2236.16 - a/2) = 24139.718 kN.m

≥ Mu (= 12880.498 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.874]

* 전단에 대한 검토 (d = 2236.16 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2236.16 = 4183.002 kN

< Vu (= 7475.272 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (7475.272-4183.002) x 125.00 / (400x2236.16xΦ) x 1000 = 575.111 ㎟

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 ㎟

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 ㎟

Av_min = 295.313 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 ㎟ (H22-6.0 EA, C.T.C 125 ㎜) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2236.16 / 125.00 x 1000 = 16619.889 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2236.16 x 1000 = 20915.011 kN ≥ 16619.889 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5228.753 + 16619.889) = 17478.913 kN ≥ 7475.272 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7700.395 x 1000000 / [33356.400 x (2236.164 - 541.409/3)]

= 112.299 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2236.2/(7x33356.400)]

= 541.409 ㎜

사용철근량 = 33356.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 112.30) - 2.5 x 84.00 = 491.25 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 112.30) = 561.00 ㎜

Sa는 작은 값인 491.25 ㎜ 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 491.25 ㎜) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침13) : UL0-01(절점 17)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2386.2	2236.2	100.0	14029.9	5177.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2286.16 - 253.323) / 253.323 = 0.02407

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 18972.774 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.758]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00552

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2236.16 - a/2) = 24139.718 kN.m

≥ Mu (= 14029.897 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.721]

* 전단에 대한 검토 (d = 2236.16 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2236.16 = 4183.002 kN

< Vu (= 5177.769 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (5177.769-4183.002) x 125.00 / (400x2236.16xΦ) x 1000 = 173.771 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2236.16 / 125.00 x 1000 = 16619.889 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2236.16 x 1000 = 20915.011 kN ≥ 16619.889 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5228.753 + 16619.889) = 17478.913 kN ≥ 5177.769 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8487.549 x 1000000 / [33356.400 x (2236.164 - 541.409/3)]

= 123.778 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2236.2/(7x33356.400)]

= 541.409 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.78) - 2.5 x 84.00 = 426.22 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.78) = 508.97 mm

Sa는 작은 값인 426.22 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 426.22 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침5) : ULO-01(절점 19)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2375.9	2225.9	100.0	20977.9	2376.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2275.91 - 253.323) / 253.323 = 0.02395

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 28932.661 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.153]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00555

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2225.91 - a/2) = 24023.423 kN.m

≥ Mu (= 20977.883 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.145]

* 전단에 대한 검토 (d = 2225.91 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2225.91 = 4163.820 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2376.464 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_req = 590.625 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H22 - 6.0 EA = 2322.600 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13259.484 x 1000000 / [33356.400 x (2225.910 - 539.995/3)]

= 194.295 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2225.9/(7x33356.400)]

= 539.995 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.29) - 2.5 x 84.00 = 195.31 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 194.29) = 324.25 mm

Sa는 작은 값인 195.31 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 195.31 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침14) : UL0-01(절점 20)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2375.9	2225.9	100.0	21006.3	2125.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2275.91 - 253.323) / 253.323 = 0.02395

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 28973.662 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.151]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00555

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2225.91 - a/2) = 24023.423 kN.m

≥ Mu (= 21006.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.144]

* 전단에 대한 검토 (d = 2225.91 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2225.91 = 4163.820 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2125.686 kN) , 최소 전단철근 보강.

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_req2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_req = 590.625 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H22 -- 6.0 EA = 2322.600 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15318.550 x 1000000 / [33356.400 x (2225.910 - 539.995/3)]

= 224.467 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2225.9/(7x33356.400)]

= 539.995 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 224.47) - 2.5 x 84.00 = 140.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 224.47) = 280.67 mm

Sa는 작은 값인 140.83 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 140.83 mm) ∴ O.K

10. 받침위치10(교량받침6) : ULO-01(절점 22)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2341.8	2191.8	100.0	14743.1	4891.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2241.81 - 253.323) / 253.323 = 0.02355

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 20396.373 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.635]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00564

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2191.81 - a/2) = 23636.633 kN.m

≥ Mu (= 14743.128 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.603]

* 전단에 대한 검토 (d = 2191.81 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2191.81 = 4100.023 kN

< Vu (= 4891.253 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (4891.253-4100.023) x 250.00 / (400x2191.81xΦ) x 1000 = 282.027 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 548.032 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 250.0 / 400.0 = 590.625 mm²

Av_min = 590.625 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2191.81 / 250.00 x 1000 = 8145.098 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2191.81 x 1000 = 20500.116 kN ≥ 8145.098 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5125.029 + 8145.098) = 10616.102 kN ≥ 4891.253 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10797.006 x 1000000 / [33356.400 x (2191.805 - 535.269/3)]

= 160.767 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2191.8/(7x33356.400)]

= 535.269 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.77) - 2.5 x 84.00 = 279.84 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 160.77) = 391.87 mm

Sa는 작은 값인 279.84 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 279.84 mm) ∴ O.K

11. 받침위치11(교량받침15) : ULO-01(절점 23)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2341.8	2191.8	100.0	13578.1	7167.5

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 33356.400 x 400.00 = 13342560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 215.324 mm, c = 215.324 / β1 = 215.324 / 0.85 = 253.323 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2241.81 - 253.323) / 253.323 = 0.02355

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 18737.464 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.780]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00564

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 215.324 mm

ΦMn = 0.85 x 33356.400 x 400 x (2191.81 - a/2) = 23636.633 kN.m

≥ Mu (= 13578.129 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.741]

* 전단에 대한 검토 (d = 2191.81 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2191.81 = 4100.023 kN

< Vu (= 7167.479 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (7167.479-4100.023) x 125.00 / (400x2191.81xΦ) x 1000 = 546.684 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2191.81 / 125.00 x 1000 = 16290.197 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2191.81 x 1000 = 20500.116 kN ≥ 16290.197 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5125.029 + 16290.197) = 17132.181 kN ≥ 7167.479 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10015.831 x 1000000 / [33356.400 x (2191.805 - 535.269/3)]

= 149.136 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x33356.400/2700.0 + 7x33356.400/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2191.8/(7x33356.400)]

= 535.269 mm

사용철근량 = 33356.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.14) - 2.5 x 84.00 = 318.04 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 149.14) = 422.43 mm

Sa는 작은 값인 318.04 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 318.04 mm) ∴ O.K

12. 받침위치12(교량받침7) : ULO-01(절점 25)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2294.9	2150.2	100.0	5796.8	9945.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30168.600 x 400.00 = 12067440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 194.746 mm, c = 194.746 / β1 = 194.746 / 0.85 = 229.113 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2194.91 - 229.113) / 229.113 = 0.02574

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8025.883 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 3.759]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00520

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 194.746 mm

ΦMn = 0.85 x 30168.600 x 400 x (2150.20 - a/2) = 21056.469 kN.m

≥ Mu (= 5796.767 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.632]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.20 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2150.20 = 4022.188 kN

< Vu (= 9945.366 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (9945.366-4022.188) x 125.00 / (400x2150.20xΦ) x 1000 = 1076.061 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2150.20 / 125.00 x 1000 = 15980.944 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2150.20 x 1000 = 20110.942 kN ≥ 15980.944 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5027.736 + 15980.944) = 16806.944 kN ≥ 9945.366 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3484.021 x 1000000 / [30168.600 x (2150.196 - 506.996/3)]

= 58.291 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2150.2/(7x30168.600)]

= 506.996 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 58.29) - 2.5 x 84.00 = 1140.99 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 58.29) = 1080.79 mm

Sa는 작은 값인 1080.79 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 1080.79 mm) ∴ O.K

13. 받침위치13(교량받침16) : ULO-01(절점 26)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
2700.0	2294.9	2150.2	100.0	8239.4	12209.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 30168.600 x 400.00 = 12067440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2700.000 = 61965.000 x a

T = C 이므로, a = 194.746 mm, c = 194.746 / β1 = 194.746 / 0.85 = 229.113 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2194.91 - 229.113) / 229.113 = 0.02574

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11467.827 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 2.631]

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00520

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 194.746 mm

ΦMn = 0.85 x 30168.600 x 400 x (2150.20 - a/2) = 21056.469 kN.m

≥ Mu (= 8239.426 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.556]

* 전단에 대한 검토 (d = 2150.20 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2150.20 = 4022.188 kN

< Vu (= 12209.413 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (12209.413-4022.188) x 125.00 / (400x2150.20xΦ) x 1000 = 1487.369 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 274.016 mm²

Av_min2 = 0.35 x 2700.0 x 125.0 / 400.0 = 295.312 mm²

Av_min = 295.313 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 2322.600 mm² (H22-6.0 EA, C.T.C 125 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 2322.600 x 400.0 x 2150.20 / 125.00 x 1000 = 15980.944 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 2700.00 x 2150.20 x 1000 = 20110.942 kN ≥ 15980.944 kN ∴ O.K

s = 125.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5027.736 + 15980.944) = 16806.944 kN ≥12209.413 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5136.019 x 1000000 / [30168.600 x (2150.196 - 506.996/3)]

= 85.930 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2150.2/(7x30168.600)]

= 506.996 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 85.93) - 2.5 x 84.00 = 706.45 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 85.93) = 733.16 mm

Sa는 작은 값인 706.45 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 706.45 mm) ∴ O.K

14. 받침위치14(교량받침17) : UL0-03(절점 33)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 1.780 (12766.53/7173.42) < 2d(=4.295) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3618.3	2103.0	7173.4	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 2102.95

= 19669.063 kN ≥ Vu(= 7173.420 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 2102.95 = 3933.813 kN

< Vu (= 7173.420 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 7814.905 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (7814.905 + 4917.266)

= 10185.736 kN ≥ Vu(= 7173.420 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8908.705 x 1000000 / [30168.600 x (2102.952 - 500.648/3)]

= 152.524 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x2103.0/(7x30168.600)]

= 500.648 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 152.52) - 2.5 x 84.00 = 306.31 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 152.52) = 413.05 mm

Sa는 작은 값인 306.31 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 306.31 mm) ∴ O.K

15. 받침위치15(교량받침9) : ULO-03(절점 36)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.155 (691.56/4463.72) < 2d(=2.832) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3618.3	1371.5	4463.7	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 1371.52

= 12827.924 kN ≥ Vu(= 4463.715 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1371.52 = 2565.585 kN

< Vu (= 4463.715 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1687.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=1012.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 5096.786 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (5096.786 + 3206.981)

= 6643.014 kN ≥ Vu(= 4463.715 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 560.828 x 1000000 / [30168.600 x (1371.520 - 391.534/3)]

= 14.980 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1371.5/(7x30168.600)]

= 391.534 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 14.98) - 2.5 x 84.00 = 5047.16 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 14.98) = 4205.73 ㎜

Sa는 작은 값인 4205.73 ㎜ 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 4205.73 ㎜) ∴ O.K

16. 받침위치16(교량받침18) : UL0-03(절점 37)

: Ln이 부재깊이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재깊이의 2배거리 이내에 작용하고 하중의 작용점과 받침부가 서로 반대면에 있어서 하중 작용점과 받침부 사이에 압축대가 형성될 수 있는 부재에 적용한다.

[콘크리트 구조설계기준 7.8.1.(1)]

a = 0.036 (83.14/2296.47) < 2d(=2.688) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
2700.0	3618.3	1299.2	2296.5	27.0	400.0

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 2700.00 x 1299.19

= 12151.463 kN ≥ Vu(= 2296.471 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2700.00 x 1299.19 = 2430.293 kN

≥ Vu (= 2296.471 kN) , 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 103.505 x 1000000 / [30168.600 x (1299.195 - 379.333/3)]

= 2.926 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x30168.600/2700.0 + 7x30168.600/2700.0 x √[(1 + 2x2700.0x1299.2/(7x30168.600)]

= 379.333 mm

사용철근량 = 30168.6 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 21.0 EA (= 16678.2 mm²)

2단 : H29 - 21.0 EA (= 13490.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 2.93) - 2.5 x 84.00 = 26708.34 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 2.93) = 21534.67 mm

Sa는 작은 값인 21534.67 mm 를 적용

S = 2700.00 / 21.0 EA = 128.57 ≤ Sa (= 21534.67 mm) ∴ O.K

9. 기둥 설계(기둥1)

9.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-18094.574	-24018.524	3432.884	6365.472	1369.617	0.00010	축력최대
UL001	-18094.574	-24018.524	3432.884	6365.472	1369.617	0.00010	모멘트최대
UL022	-13918.903	-13723.402	7424.368	9867.069	3010.313	0.00452	탄성설계
UL022	-13918.903	-13723.402	4568.662	2135.642	3010.313	0.00452	소성설계
UE012	-13918.903	-14556.490	4009.199	5139.066	1278.055	-0.00068	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	54560.990	24018.524	6365.470	2.272	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	54560.990	24018.524	6365.470	2.272	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	40287.773	13723.402	9867.070	2.936	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	48432.588	14556.490	5139.070	3.327	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	24018.524	6365.470	265.023

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 24018.524 \times 0.00010 / (1369.617 \times 8.750)$

$= 0.000$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 34 - 12\,(M1/M2)$

$= 1.200 \times 7.100 / 0.575$

$= 14.817 \leq 27.528$ ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=3432.884 , M2=6365.472)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.539) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㈐ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 26855.10 ㎟ , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 ㎟), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1591473.893 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㈑ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 265.023 mm)

㈒ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1931.873 mm, a = k1 x c = 1642.092 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3173773.737 = 72838.107 kN

∑Csi = 5449.747 kN, ∑Tsi = 343.582 kN

Pn = 72838.107 + 5449.747 - 343.582 = 77944.272 kN

Mn = Cc x 1056.969 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20656.466 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=265.016)| = 0.0075 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈓ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1931.873 mm, a = k1 x c = 1642.092 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1931.87) / 1931.87 = 0.00042

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈔ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 77944.272 kN

ΦPn = 0.70 x 77944.272 = 54560.990 kN ≥ Pu = 24018.524 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.265 = 14459.937 kN.m ≥ Mu = 6365.470 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, UL001)

㈎설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	24018.524	6365.470	265.023

㈏ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 24018.524 x 0.00010 / (1369.617 x 8.750)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 27.528 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=3432.884 , M2=6365.472)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.539) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1591473.893 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 265.023 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1931.873 mm, a = k1 x c = 1642.092 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3173773.737 = 72838.107 kN

∑Csi = 5449.747 kN, ∑Tsi = 343.582 kN

Pn = 72838.107 + 5449.747 - 343.582 = 77944.272 kN

Mn = Cc x 1056.969 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20656.466 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=265.016) | = 0.0075 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉥ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1931.873 mm, a = k1 x c = 1642.092 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1931.87) / 1931.87 = 0.00042

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 77944.272 kN

ΦPn = 0.70 x 77944.272 = 54560.990 kN ≥ Pu = 24018.524 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.265 = 14459.937 kN.m ≥ Mu = 6365.470 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13723.402	9867.070	718.996

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13723.402 x 0.00452 / (3010.313 x 8.750)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 24.971 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=7424.368 , M2=9867.069)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.752) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 909316.327 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 718.996 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1187.830 mm, a = k1 x c = 1009.655 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1755454.747 = 40287.686 kN

∑Csi = 3865.293 kN, ∑Tsi = 3865.206 kN

Pn = 40287.686 + 3865.293 - 3865.206 = 40287.773 kN

Mn = Cc x 1069.598 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28966.789 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=718.997) | = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 40287.773 kN

ΦPn = 1.00 x 40287.773 = 40287.773 kN ≥ Pu = 13723.402 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.719 = 28966.745 kN.m ≥ Mu = 9867.070 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UE012)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	14556.490	5139.070	353.043

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14556.490 x -0.00068 / (1278.055 x 8.750)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 24.638 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4009.199 , M2=5139.066)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.780) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 964516.963 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 353.043 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1744.473 mm, a = k1 x c = 1482.802 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2832118.634 = 64997.123 kN

∑Csi = 5043.261 kN, ∑Tsi = 850.972 kN

Pn = 64997.123 + 5043.261 - 850.972 = 69189.411 kN

Mn = Cc x 1055.438 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24427.128 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=353.047) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1744.473 mm, a = k1 x c = 1482.802 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1744.47) / 1744.47 = 0.00078

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

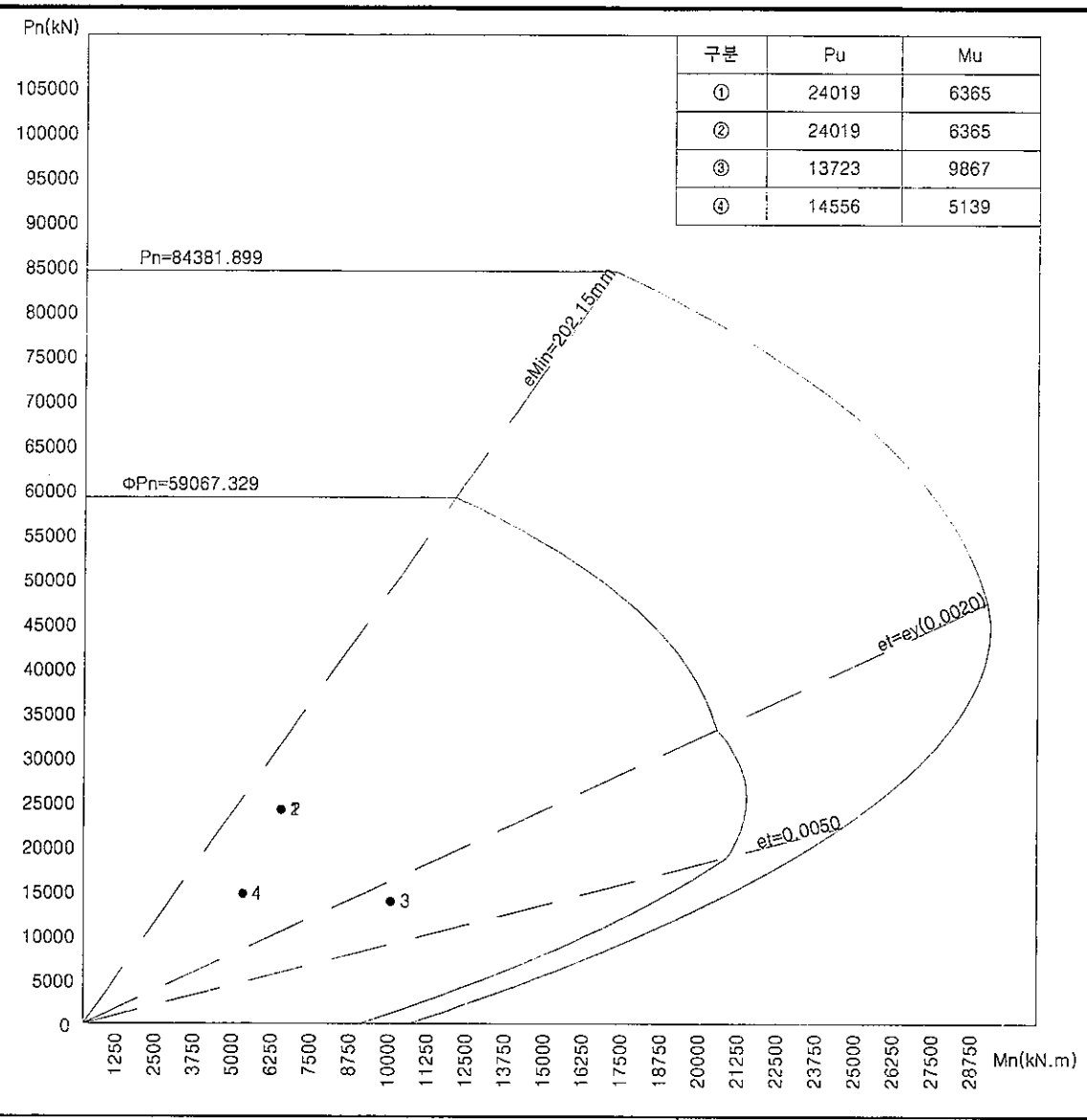
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 69189.411 kN

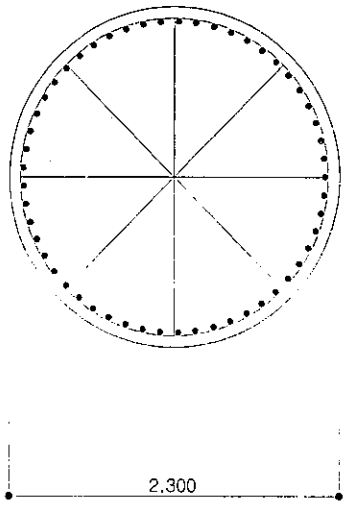
ΦPn = 0.70 x 69189.411 = 48432.588 kN ≥ Pu = 14556.490 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.353 = 17098.796 kN.m ≥ Mu = 5139.070 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	24019	6365
②	24019	6365
③	13723	9867
④	14556	5139



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-18094.574	-24020.924	13.421	19.844	-0.905	-0.00002	축력최대
ULB14	-17398.629	-17156.561	1494.277	6078.662	647.496	0.00426	모멘트최대
ULB22	-13918.903	-13725.249	2754.800	17140.814	2418.562	0.00885	탄성설계
ULB22	-13918.903	-13725.249	942.524	5733.760	2418.562	0.00885	소성설계
UEB14	-13222.958	-12980.890	1505.193	6087.732	647.236	0.00427	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	24020.924	20.911	2.459	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	48032.229	17156.561	6158.725	2.800	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	17881.323	13725.249	17244.279	1.303	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	40698.459	12980.890	6149.224	3.135	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	24020.924	20.911	0.871

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 24020.924 \times -0.00002 / (0.905 \times 8.750)$

$= 0.051$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 9.578 / 0.575$

$= 34.981 > 22.000$ ∴ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.578 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.051)$

$= 1.054$

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.054 x 13.421
= 14.142 kN.m
M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.054 x 19.844
= 20.911 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646
- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm
ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K
ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1591632.918 mm²
Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN
Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN
Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 0.871 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 5897.461 mm, a = k1 x c = 5012.842 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN
∑Csi = 10034.142 kN, ∑Tsi = 0.000 kN
Pn = 95362.104 + 10034.142 - 0.000 = 105396.245 kN
Mn = Cc x 2506.421 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 91.836 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=0.871)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm
c = 5897.461 mm, a = k1 x c = 5012.842 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-5897.46) / 5897.46 = -0.00188
εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 105396.245 kN
ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 24020.924 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.001 = 51.419 kN.m ≥ Mu = 20.911 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	17156.561	6158.725	358.972

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 17156.561 x 0.00426 / (647.496 x 8.750)

= 0.013

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.578 / 0.575

= 34.981 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.578 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.013)

= 1.013

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.013 x 1494.277

= 1513.958 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.013 x 6078.662

= 6158.725 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1136798.370 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 358.972 mm)

㈏ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1732.723 mm, a = k1 x c = 1472.815 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2810100.608 = 64491.809 kN

∑Csi = 5016.064 kN, ∑Tsi = 890.403 kN

Pn = 64491.809 + 5016.064 - 890.403 = 68617.470 kN

Mn = Cc x 1055.473 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24631.579 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=358.970) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈐ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1732.723 mm, a = k1 x c = 1472.815 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1732.72) / 1732.72 = 0.00081

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 68617.470 kN

ΦPn = 0.70 x 68617.470 = 48032.229 kN ≥ Pu = 17156.561 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.359 = 17242.226 kN.m ≥ Mu = 6158.725 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13725.249	17244.279	1256.391

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13725.249 x 0.00885 / (2418.562 x 8.750)

= 0.006

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.578 / 0.575

= 34.981 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.578 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.006)

= 1.006

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.006 x 2754.800
= 2771.428 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.006 x 17140.814
= 17244.279 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 909438.709 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1256.391 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 736.574 mm, a = k1 x c = 626.088 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 915500.179 = 21010.729 kN

∑Csi = 2795.526 kN, ∑Tsi = 5924.932 kN

Pn = 21010.729 + 2795.526 - 5924.932 = 17881.323 kN

Mn = Cc x 1094.357 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22465.923 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1256.390) | = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 17881.323 kN

ΦPn = 1.00 x 17881.323 = 17881.323 kN ≥ Pu = 13725.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.256 = 22465.933 kN.m ≥ Mu = 17244.279 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12980.890	6149.224	473.714

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12980.890 x 0.00427 / (647.236 x 8.750)

= 0.010

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.578 / 0.575

= 34.981 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.578 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.010)

= 1.010

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.010 x 1505.193

= 1520.397 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.010 x 6087.732

= 6149.224 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

← 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 860117.281 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 473.714 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1524.279 mm, a = k1 x c = 1295.637 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2411542.071 = 55344.891 kN

∑Csi = 4577.300 kN, ∑Tsi = 1781.535 kN

Pn = 55344.891 + 4577.300 - 1781.535 = 58140.656 kN

Mn = Cc x 1058.235 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27541.994 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=473.713) | = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1524.279 mm, a = k1 x c = 1295.637 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1524.28) / 1524.28 = 0.00133

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

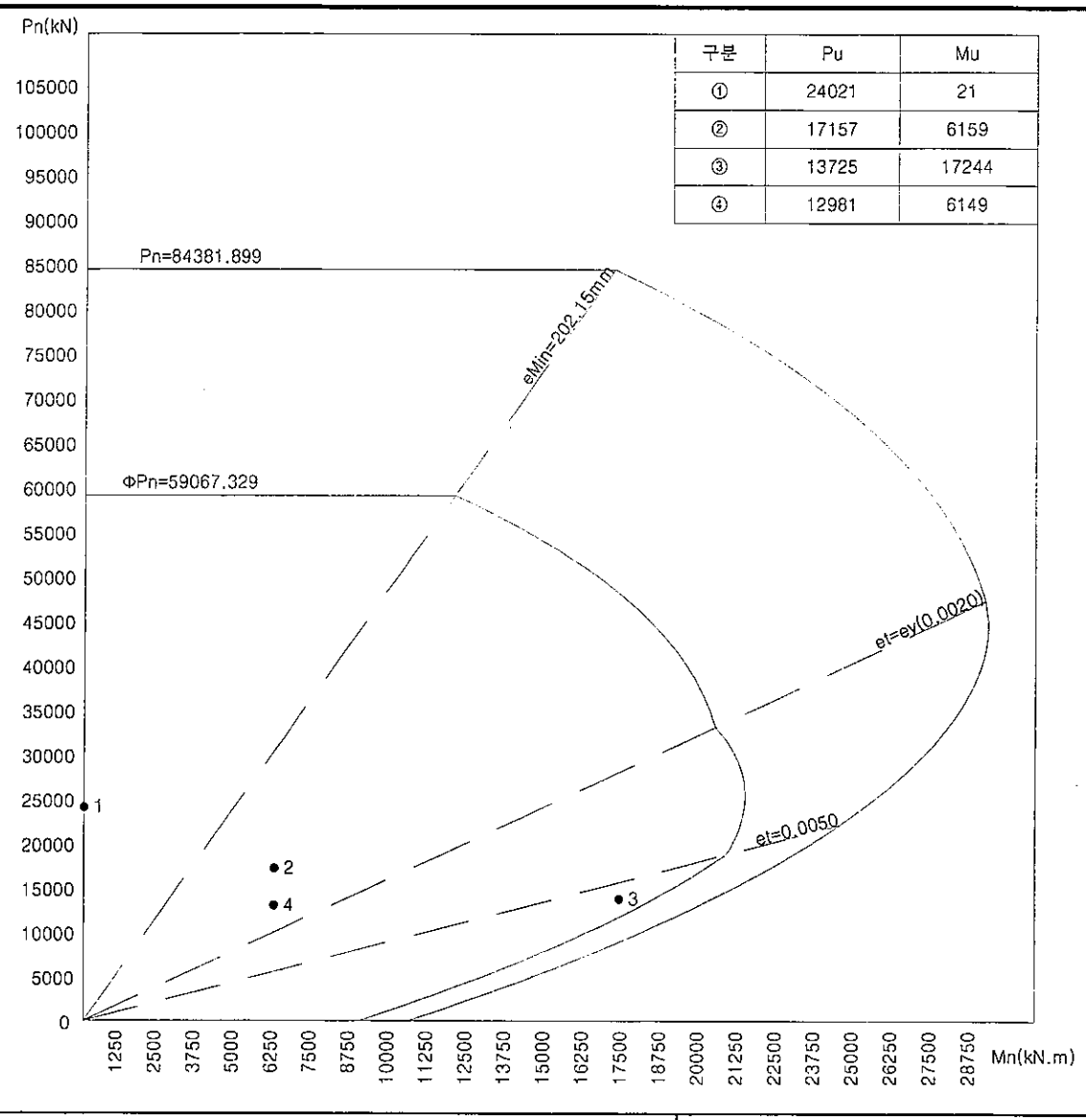
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 58140.656 kN

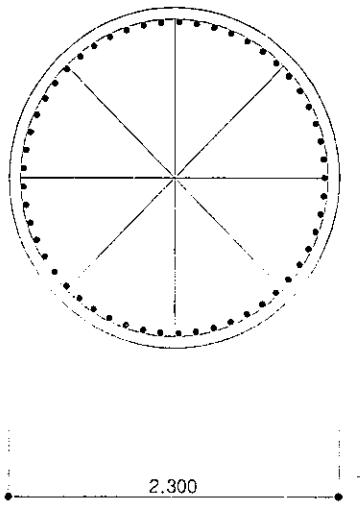
ΦPn = 0.70 x 58140.656 = 40698.459 kN ≥ Pu = 12980.890 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.474 = 19279.414 kN.m ≥ Mu = 6149.224 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	24021	21
②	17157	6159
③	13725	17244
④	12981	6149



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-24018.524	14.142	6365.470	6365.486	축력최대
UL14	-16876.567	6158.725	2642.880	6701.844	모멘트최대
UL22	-13723.402	17244.279	3633.910	17623.010	탄성설계
UL22	-13723.402	17244.279	3633.910	17623.010	소성설계
UE14	-12700.897	6149.224	2109.050	6500.850	편심최대
UE12	-14556.490	5348.990	4009.200	6684.712	편심최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 3612.107 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 3612.107 x 1.006 = 3633.910 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=3612.107) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	54560.990	24018.524	6365.486	2.272	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	45499.636	16876.567	6701.844	2.696	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	17248.069	13723.402	17623.010	1.257	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	38474.144	12700.897	6500.850	3.029	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	41574.591	14556.490	6684.712	2.856	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.873도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	24018.524	6365.486	265.024

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1591473.893 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 265.024 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1931.873 mm, a = k1 x c = 1642.092 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3173773.737 = 72838.107 kN

∑Csi = 5449.747 kN, ∑Tsi = 343.582 kN

Pn = 72838.107 + 5449.747 - 343.582 = 77944.272 kN

Mn = Cc x 1056.969 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20656.466 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=265.016) | = 0.0082 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1931.873 mm, a = k1 x c = 1642.092 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1931.87) / 1931.87 = 0.00042

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 77944.272 kN

ΦPn = 0.70 x 77944.272 = 54560.990 kN ≥ Pu = 24018.524 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.265 = 14459.973 kN.m ≥ Mu = 6365.486 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=23.226도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	16876.567	6701.844	397.109

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80{0.85*fck+0.01*fy)} = 1118245.892 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 397.109 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1659.227 mm, a = k1 x c = 1410.343 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2671123.179 = 61302.277 kN

∑Csi = 4860.512 kN, ∑Tsi = 1163.308 kN

Pn = 61302.277 + 4860.512 - 1163.308 = 64999.481 kN

Mn = Cc x 1056.001 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25811.894 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=397.109) | = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1659.227 mm, a = k1 x c = 1410.343 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1659.23) / 1659.23 = 0.00098

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 64999.481 kN

ΦPn = 0.70 x 64999.481 = 45499.636 kN ≥ Pu = 16876.567 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.397 = 18068.335 kN.m ≥ Mu = 6701.844 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=11.900도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	13723.402	17623.010	1284.158

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 909316.327 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1284.158 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 722.895 mm, a = k1 x c = 614.460 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 891762.202 = 20465.943 kN

∑Csi = 2767.824 kN, ∑Tsi = 5985.698 kN

Pn = 20465.943 + 2767.824 - 5985.698 = 17248.069 kN

Mn = Cc x 1095.240 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 22149.315 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1284.162) | = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 17248.069 kN

ΦPn = 1.00 x 17248.069 = 17248.069 kN ≥ Pu = 13723.402 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.284 = 22149.237 kN.m ≥ Mu = 17623.010 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=18.931도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12700.897	6500.850	511.842

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 841564.869 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 511.842 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1463.476 mm, a = k1 x c = 1243.955 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2293324.257 = 52631.792 kN

∑Csi = 4450.274 kN, ∑Tsi = 2119.002 kN

Pn = 52631.792 + 4450.274 - 2119.002 = 54963.063 kN

Mn = Cc x 1059.722 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 28132.296 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=511.840)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1463.476 mm, a = k1 x c = 1243.955 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1463.48) / 1463.48 = 0.00151

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 54963.063 kN

ΦPn = 0.70 x 54963.063 = 38474.144 kN ≥ Pu = 12700.897 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.512 = 19692.675 kN.m ≥ Mu = 6500.850 kN.m ∴ O.K

⑤ 편심최대 : (부재 38, UE012)

【 기둥 : 하부 , 6/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=36.852도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	14556.490	6684.712	459.226

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 964516.963 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 459.226 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1548.428 mm, a = k1 x c = 1316.163 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2458319.148 = 56418.424 kN

∑Csi = 4632.769 kN, ∑Tsi = 1658.922 kN

Pn = 56418.424 + 4632.769 - 1658.922 = 59392.272 kN

Mn = Cc x 1057.724 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27274.085 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=459.219) | = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1548.428 mm, a = k1 x c = 1316.163 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1548.43) / 1548.43 = 0.00126

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

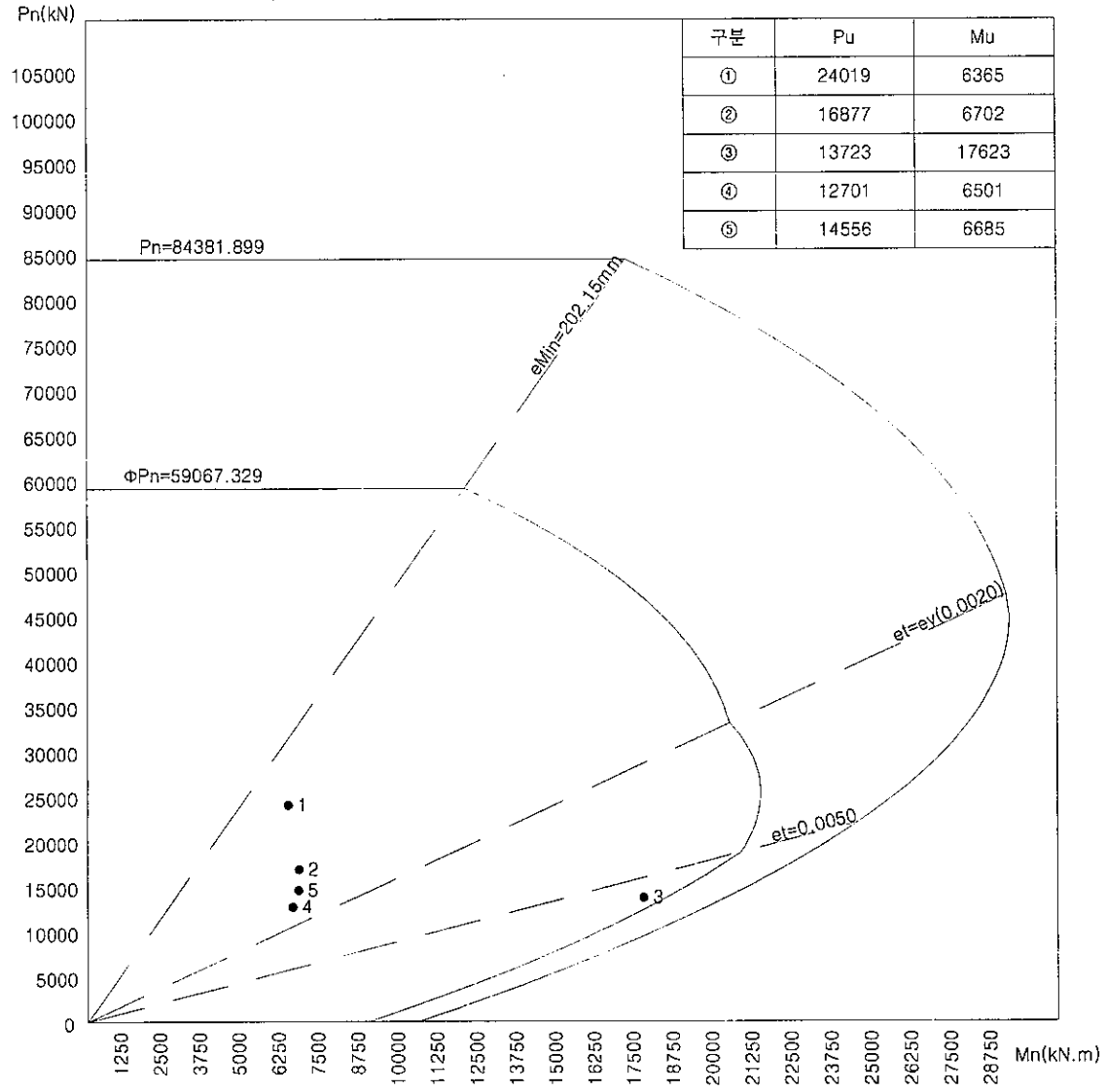
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 59392.272 kN

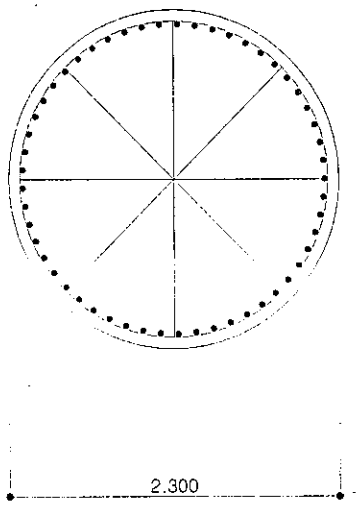
ΦPn = 0.70 x 59392.272 = 41574.591 kN ≥ Pu = 14556.490 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.459 = 19092.115 kN.m ≥ Mu = 6684.712 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	24019	6365
②	16877	6702
③	13723	17623
④	12701	6501
⑤	14556	6685



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

10. 기둥 설계(기둥2)

10.1 교축직각방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
UL001	-17055.009	-23003.027	3623.663	6339.151	-1413.654	-0.00002	축력최대
UL002	-17055.009	-18293.471	3023.518	6353.690	-1331.174	-0.00039	모멘트최대
UL022	-13119.238	-12927.431	823.612	13204.054	1552.187	0.00446	탄성설계
UL022	-13119.238	-12927.431	-1861.184	5597.221	1552.187	0.00446	소성설계
UE014	-12463.276	-12501.202	4411.404	4988.023	-1335.708	0.00150	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)
Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트
Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량
※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	53811.374	23003.027	6339.150	2.339	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	48821.404	18293.471	6353.690	2.669	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	24984.090	12927.431	13204.050	1.933	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	45375.485	12501.202	4988.020	3.630	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, UL001)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23003.027	6339.150	275.579

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23003.027 x -0.00002 / (-1413.654 x 8.750)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 27.140 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=3623.663 , M2=6339.151)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.572) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 ㎟ , Ast = 26855.10 ㎟ , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 ㎟), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1524186.788 ㎟

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 ㎟)이어야 하므로 2077378.142 ㎟ 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 275.579 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1907.997 mm, a = k1 x c = 1621.798 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3131390.655 = 71865.416 kN

∑Csi = 5404.176 kN, ∑Tsi = 396.200 kN

Pn = 71865.416 + 5404.176 - 396.200 = 76873.391 kN

Mn = Cc x 1056.537 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21184.948 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=275.582) | = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1907.997 mm, a = k1 x c = 1621.798 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1908.00) / 1908.00 = 0.00046

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 76873.391 kN

ΦPn = 0.70 x 76873.391 = 53811.374 kN ≥ Pu = 23003.027 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.276 = 14829.282 kN.m ≥ Mu = 6339.150 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 39, UL002)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	18293.471	6353.690	347.320

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 18293.471 x -0.00039 / (-1331.174 x 8.750)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 28.290 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=3023.518 , M2=6353.690)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.476) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1212130.334 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉣ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 347.320 mm)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1755.928 mm, a = k1 x c = 1492.539 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2853528.166 = 65488.471 kN

∑Csi = 5070.078 kN, ∑Tsi = 813.686 kN

Pn = 65488.471 + 5070.078 - 813.686 = 69744.863 kN

Mn = Cc x 1055.418 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24223.881 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=347.321) | = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉥ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1755.928 mm, a = k1 x c = 1492.539 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1755.93) / 1755.93 = 0.00076

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉦ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 69744.863 kN

ΦPn = 0.70 x 69744.863 = 48821.404 kN ≥ Pu = 18293.471 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.347 = 16956.654 kN.m ≥ Mu = 6353.690 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 39, UL022)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12927.431	13204.050	1021.398

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12927.431 x 0.00446 / (1552.187 x 8.750)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 33.251 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=823.612 , M2=13204.054)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.062) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 856575.073 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1021.398 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 884.500 mm, a = k1 x c = 751.825 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1180258.915 = 27086.942 kN

∑Csi = 3171.411 kN, ∑Tsi = 5274.263 kN

Pn = 27086.942 + 3171.411 - 5274.263 = 24984.090 kN

Mn = Cc x 1085.265 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25518.612 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1021.394) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈅ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 24984.090 kN

ΦPn = 1.00 x 24984.090 = 24984.090 kN ≥ Pu = 12927.431 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.021 = 25518.696 kN.m ≥ Mu = 13204.050 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 39, UE014)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, Θ=90.000도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12501.202	4988.020	399.003

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12501.202 x 0.00150 / (-1335.708 x 8.750)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 7.100 / 0.575

= 14.817 ≤ 23.387 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4411.404 , M2=4988.023)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.884) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.100 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 828333.024 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 399.003 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1655.682 mm, a = k1 x c = 1407.329 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2664368.716 = 61147.262 kN

∑Csi = 4852.377 kN, ∑Tsi = 1177.519 kN

Pn = 61147.262 + 4852.377 - 1177.519 = 64822.121 kN

Mn = Cc x 1056.039 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25864.776 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=399.012) | = 0.0083 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1655.682 mm, a = k1 x c = 1407.329 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1655.68) / 1655.68 = 0.00099

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

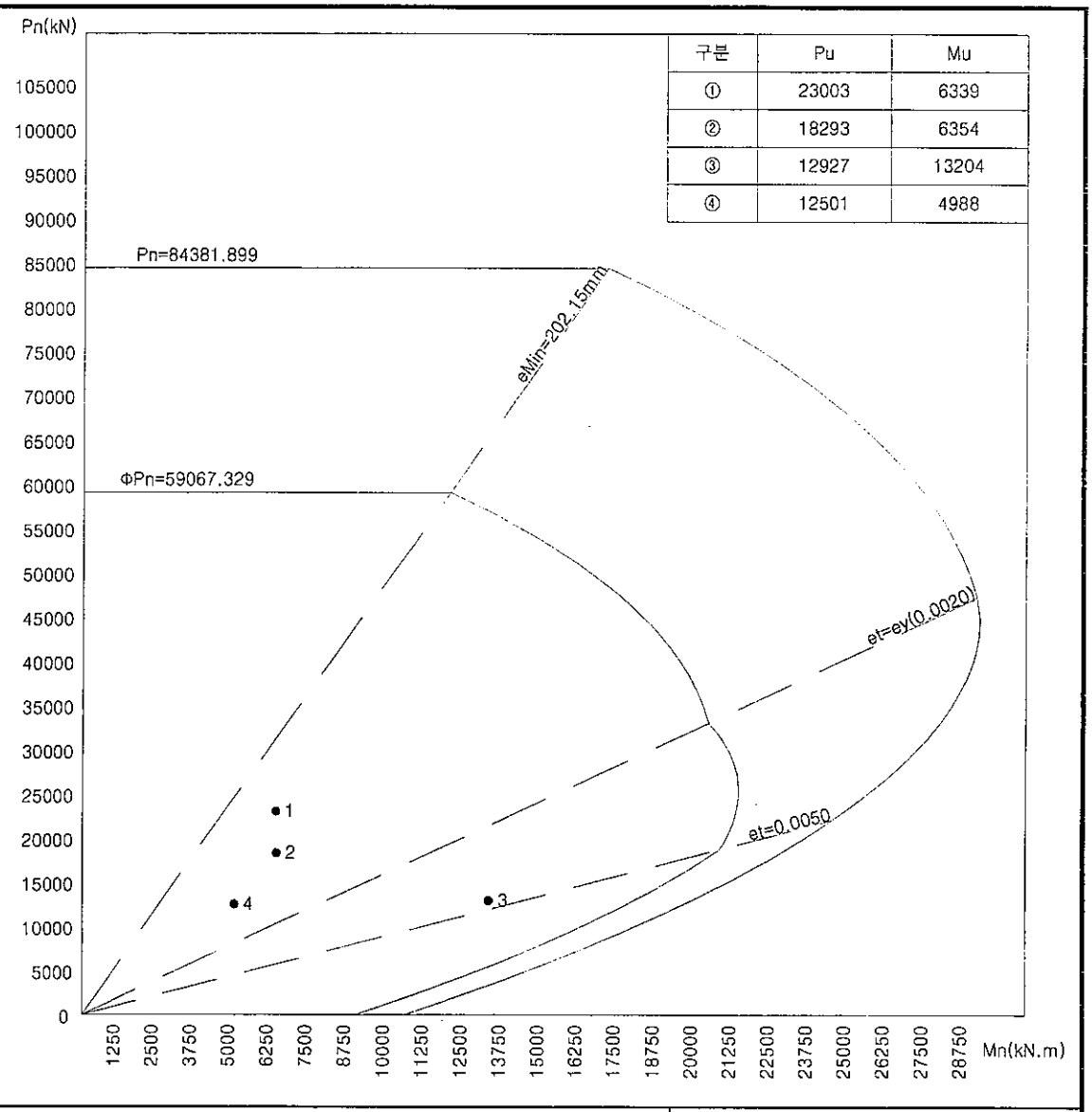
㈒ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 64822.121 kN

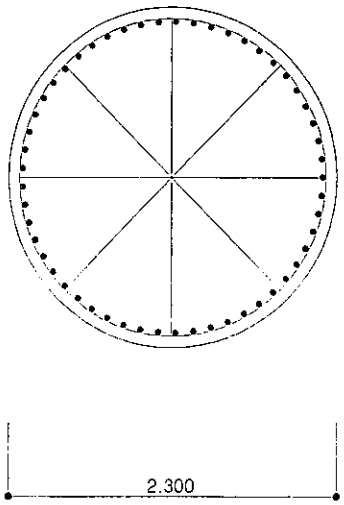
ΦPn = 0.70 x 64822.121 = 45375.485 kN ≥ Pu = 12501.202 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.399 = 18104.965 kN.m ≥ Mu = 4988.020 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23003	6339
②	18293	6354
③	12927	13204
④	12501	4988



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

10.2 교축방향

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB01	-17055.009	-23000.627	46.435	52.858	0.905	-0.00005	축력최대
ULB14	-16399.048	-16156.980	1549.118	6058.929	636.993	0.00427	모멘트최대
ULB22	-13119.238	-12925.584	2753.532	16955.002	2379.022	0.00882	탄성설계
ULB22	-13119.238	-12925.584	916.917	5654.842	2379.022	0.00882	소성설계
UEB14	-12463.276	-12221.209	1548.701	6060.358	637.253	0.00427	편심최대

註) Pe : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 x 고정하중계수)

Pu : 전체축력, M1, M2 : 기둥상단,하단 모멘트

Vu : 전단력, Δ : 기둥상단의 변위량

※ 소성설계시 지진시 모멘트에 대하여 응답수정계수(R=3.0)로 나눈 값을 적용한다

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	59067.328	23000.627	61.249	2.568	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	46655.872	16156.980	6132.519	2.888	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	16513.627	12925.584	17040.203	1.278	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	39129.584	12221.209	6115.397	3.202	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, ULB01)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23000.627	61.249	2.663

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

$Q = \sum Pu * \Delta / (Vu * Lc)$

$= 23000.627 \times -0.00005 / (0.905 \times 8.750)$

$= 0.137$

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 $\lambda = k \times Lu/r \leq 22$

$= 2.100 \times 9.578 / 0.575$

$= 34.981 > 22.000 \quad \therefore$ 장주

여기서, $r = \sqrt{(I/A)} = 0.575$: 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.578 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

$\delta s = 1 / (1 - Q) \geq 1.0$

$= 1 / (1 - 0.137)$

$= 1.159$

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.159 x 46.435
= 53.806 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.159 x 52.858
= 61.249 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1524027.763 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 2.663 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 5209.961 mm, a = k1 x c = 4428.467 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN

∑Csi = 9833.481 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 95362.104 + 9833.481 - 0.000 = 105195.585 kN

Mn = Cc x 2214.233 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 279.106 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2.653)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 5209.961 mm, a = k1 x c = 4428.467 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-5209.96) / 5209.96 = -0.00173

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉨ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN < Pn = 105195.585 kN

ΦPn = 0.70 x 84381.898 = 59067.328 kN ≥ Pu = 23000.627 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.003 = 157.292 kN.m ≥ Mu = 61.249 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 39, ULB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	16156.980	6132.519	379.559

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16156.980 x 0.00427 / (636.993 x 8.750)

= 0.012

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.578 / 0.575

= 34.981 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 바지지길이(= 9.578 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.012)

= 1.012

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.012 x 1549.118

= 1567.933 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.012 x 6058.929

= 6132.519 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1070565.863 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 379.559 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1692.440 mm, a = k1 x c = 1438.574 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2734179.318 = 62749.415 kN

∑Csi = 4936.442 kN, ∑Tsi = 1034.612 kN

Pn = 62749.415 + 4936.442 - 1034.612 = 66651.245 kN

Mn = Cc x 1055.698 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25297.756 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=379.554) | = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1692.440 mm, a = k1 x c = 1438.574 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1692.44) / 1692.44 = 0.00090

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 66651.245 kN

ΦPn = 0.70 x 66651.245 = 46655.872 kN ≥ Pu = 16156.980 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.380 = 17708.633 kN.m ≥ Mu = 6132.519 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 39, ULB22)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12925.584	17040.203	1318.331

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12925.584 x 0.00882 / (2379.022 x 8.750)

= 0.005

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.578 / 0.575

= 34.981 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.578 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.005)

= 1.005

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s
= 0.000 + 1.005 x 2753.532
= 2767.369 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s
= 0.000 + 1.005 x 16955.002
= 17040.203 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 856452.690 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1318.331 mm)

㉦ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 707.170 mm, a = k1 x c = 601.094 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 864650.515 = 19843.729 kN

∑Csi = 2725.600 kN, ∑Tsi = 6055.703 kN

Pn = 19843.729 + 2725.600 - 6055.703 = 16513.627 kN

Mn = Cc x 1096.263 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21770.480 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1318.334) | = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉧ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 16513.627 kN

ΦPn = 1.00 x 16513.627 = 16513.627 kN ≥ Pu = 12925.584 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.318 = 21770.433 kN.m ≥ Mu = 17040.203 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 39, UEB14)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN·m)	e(mm)
100.000	2200.000	12221.209	6115.397	500.392

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 12221.209 x 0.00427 / (637.253 x 8.750)

= 0.009

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 8.750 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 9.578 / 0.575

= 34.981 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 9.578 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.009)

= 1.009

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.009 x 1548.701

= 1562.766 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.009 x 6060.358

= 6115.397 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 809780.612 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 500.392 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1481.226 mm, a = k1 x c = 1259.042 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2327891.120 = 53425.101 kN

∑Csi = 4491.408 kN, ∑Tsi = 2017.104 kN

Pn = 53425.101 + 4491.408 - 2017.104 = 55899.405 kN

Mn = Cc x 1059.259 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27971.630 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=500.392) | = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1481.226 mm, a = k1 x c = 1259.042 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1481.23) / 1481.23 = 0.00146

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

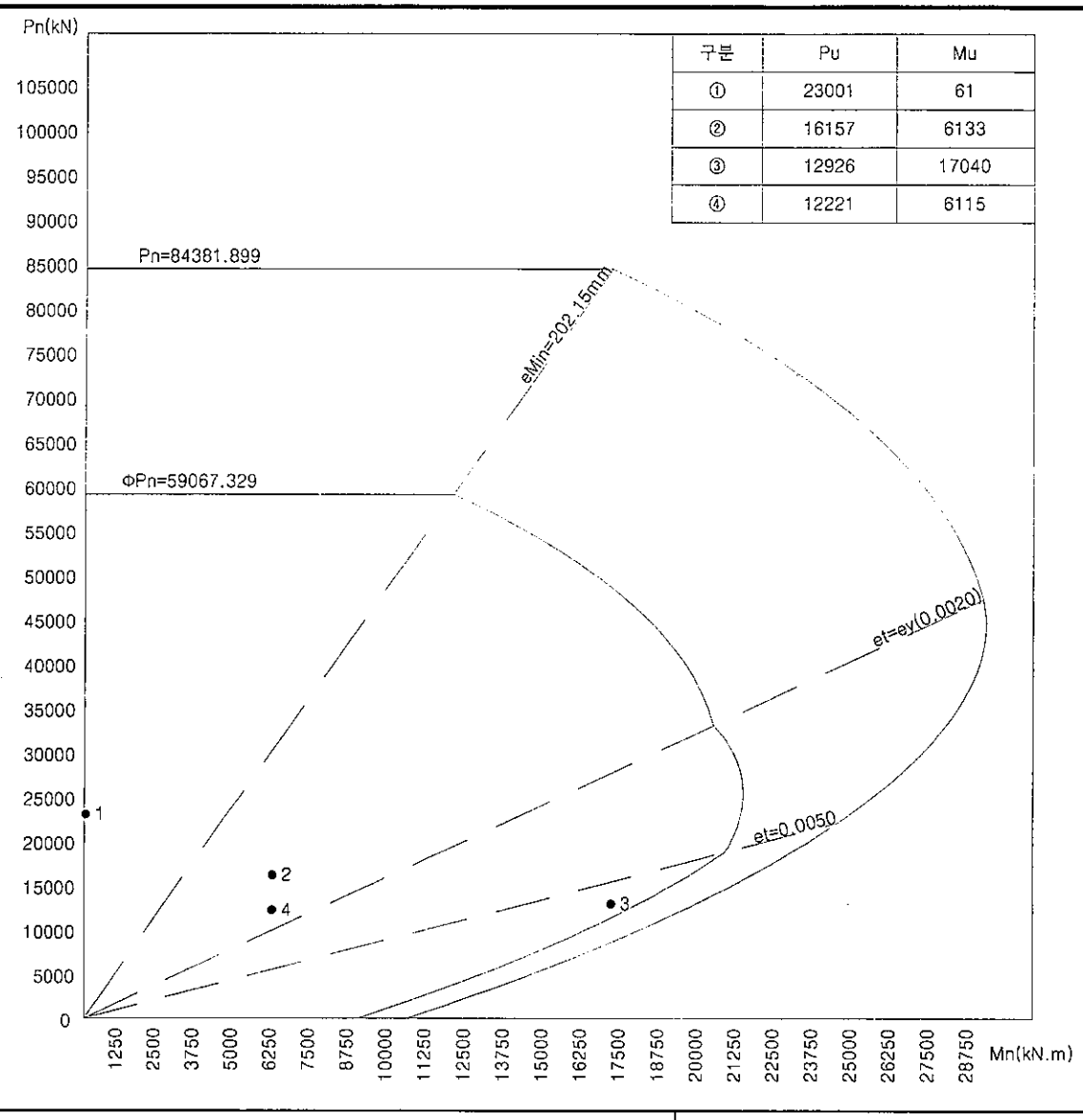
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 55899.405 kN

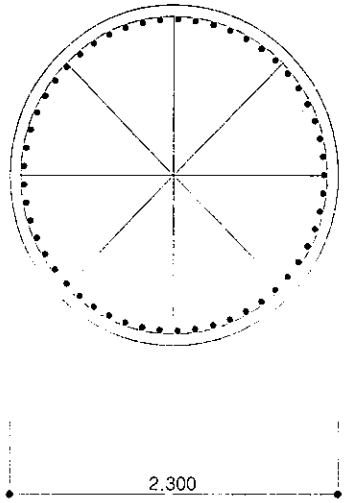
ΦPn = 0.70 x 55899.405 = 39129.584 kN ≥ Pu = 12221.209 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.500 = 19580.135 kN.m ≥ Mu = 6115.397 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23001	61
②	16157	6133
③	12926	17040
④	12221	6115



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

10.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-23003.027	61.249	6339.150	6339.446	축력최대
UL14	-16436.973	6132.519	5511.440	8245.227	모멘트최대
UL22	-12927.431	17040.203	7061.734	18445.504	탄성설계
UL22	-12927.431	17040.203	7061.734	18445.504	소성설계
UE14	-12501.202	6115.397	4988.020	7891.668	편심최대
UL02	-18293.471	6.436	6353.690	6353.693	모멘트최대

註) Pu : 축력, Mx : 교축방향 모멘트, My : 교축직각방향 모멘트

Mx,My는 확대 모멘트 값을 사용한다, $M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)}$

※ 지진시의 조합은 교축방향의 부재력을 사용한다.

조합시 교축직각방향은 내진해석에서 얻은 7026.425 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 7026.425 x 1.005 = 7061.734 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=7026.425) : [5. 하중계산] - 지진에의한 하중 참조

2) 기둥검토 요약

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.005	0.006	0.060	O.K	53811.374	23003.027	6339.446	2.339	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	39058.455	16436.973	8245.227	2.376	O.K
탄성설계	0.005	0.006	0.060	O.K	14491.649	12927.431	18445.504	1.121	O.K
편심최대	0.005	0.006	0.060	O.K	32479.163	12501.202	7891.668	2.598	O.K
모멘트최대	0.005	0.006	0.060	O.K	48821.404	18293.471	6353.693	2.669	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, UL001)

【 기둥 : 하부 , 1/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.446도(종립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	23003.027	6339.446	275.592

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1524186.788 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 275.592 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1907.997 mm, a = k1 x c = 1621.798 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3131390.655 = 71865.416 kN

∑Csi = 5404.176 kN, ∑Tsi = 396.200 kN

Pn = 71865.416 + 5404.176 - 396.200 = 76873.391 kN

Mn = Cc x 1056.537 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21184.948 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=275.582) | = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1907.997 mm, a = k1 x c = 1621.798 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1908.00) / 1908.00 = 0.00046

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 76873.391 kN

ΦPn = 0.70 x 76873.391 = 53811.374 kN ≥ Pu = 23003.027 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.276 = 14829.974 kN.m ≥ Mu = 6339.446 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 39, UL014)

【 기둥 : 하부 , 2/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=41.947도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	16436.973	8245.227	501.627

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1089118.275 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 501.627 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1479.296 mm, a = k1 x c = 1257.401 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2324134.068 = 53338.877 kN

∑Csi = 4486.982 kN, ∑Tsi = 2028.066 kN

Pn = 53338.877 + 4486.982 - 2028.066 = 55797.793 kN

Mn = Cc x 1059.308 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27989.584 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=501.625) | = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1479.296 mm, a = k1 x c = 1257.401 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1479.30) / 1479.30 = 0.00146

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 55797.793 kN

ΦPn = 0.70 x 55797.793 = 39058.455 kN ≥ Pu = 16436.973 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.502 = 19592.769 kN.m ≥ Mu = 8245.227 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 39, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=22.510도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12927.431	18445.504	1426.850

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 856575.073 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 1426.850 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 663.624 mm, a = k1 x c = 564.080 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 790605.537 = 18144.397 kN

∑Csi = 2597.155 kN, ∑Tsi = 6249.903 kN

Pn = 18144.397 + 2597.155 - 6249.903 = 14491.649 kN

Mn = Cc x 1099.142 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20677.401 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1426.849) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 14491.649 kN

ΦPn = 1.00 x 14491.649 = 14491.649 kN ≥ Pu = 12927.431 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.427 = 20677.408 kN.m ≥ Mu = 18445.504 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 39, UE014)

【 기둥 : 하부 , 5/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=39.202도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	12501.202	7891.668	631.273

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 828333.024 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 631.273 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1299.364 mm, a = k1 x c = 1104.459 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1972737.985 = 45274.337 kN

∑Csi = 4100.700 kN, ∑Tsi = 3237.921 kN

Pn = 45274.337 + 4100.700 - 3237.921 = 46137.116 kN

Mn = Cc x 1065.031 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29125.115 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=631.273) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1299.364 mm, a = k1 x c = 1104.459 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1299.36) / 1299.36 = 0.00208

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.700 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.700) / (0.00500-0.00200) = 0.704

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 46137.116 kN

ΦPn = 0.70 x 46137.116 = 32479.163 kN ≥ Pu = 12501.202 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.631 = 20503.209 kN.m ≥ Mu = 7891.668 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 39, UL002)

【 기둥 : 하부 , 6/6 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.942도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2200.000	18293.471	6353.693	347.320

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 26855.10 mm² , Puse = 0.00646

- 1단 : H25 - 53EA (As=26855.100 mm²), d1 = 100.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1212130.334 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1320.000 mm, ab = k1 x cb = 1122.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 2013062.018 = 46199.773 kN, ∑Csi = 4147.518 kN, ∑Tsi = 3096.022 kN

Pb = 46199.773 + 4147.518 - 3096.022 = 47251.270 kN

Mb = Cc x 1064.267 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29066.668 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 615.151 mm, e = Mu/Pu = 347.320 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1755.928 mm, a = ki x c = 1492.539 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2853528.166 = 65488.471 kN

∑Csi = 5070.078 kN, ∑Tsi = 813.686 kN

Pn = 65488.471 + 5070.078 - 813.686 = 69744.863 kN

Mn = Cc x 1055.418 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24223.881 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=347.321) | = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1755.928 mm, a = k1 x c = 1492.539 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1755.93) / 1755.93 = 0.00076

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

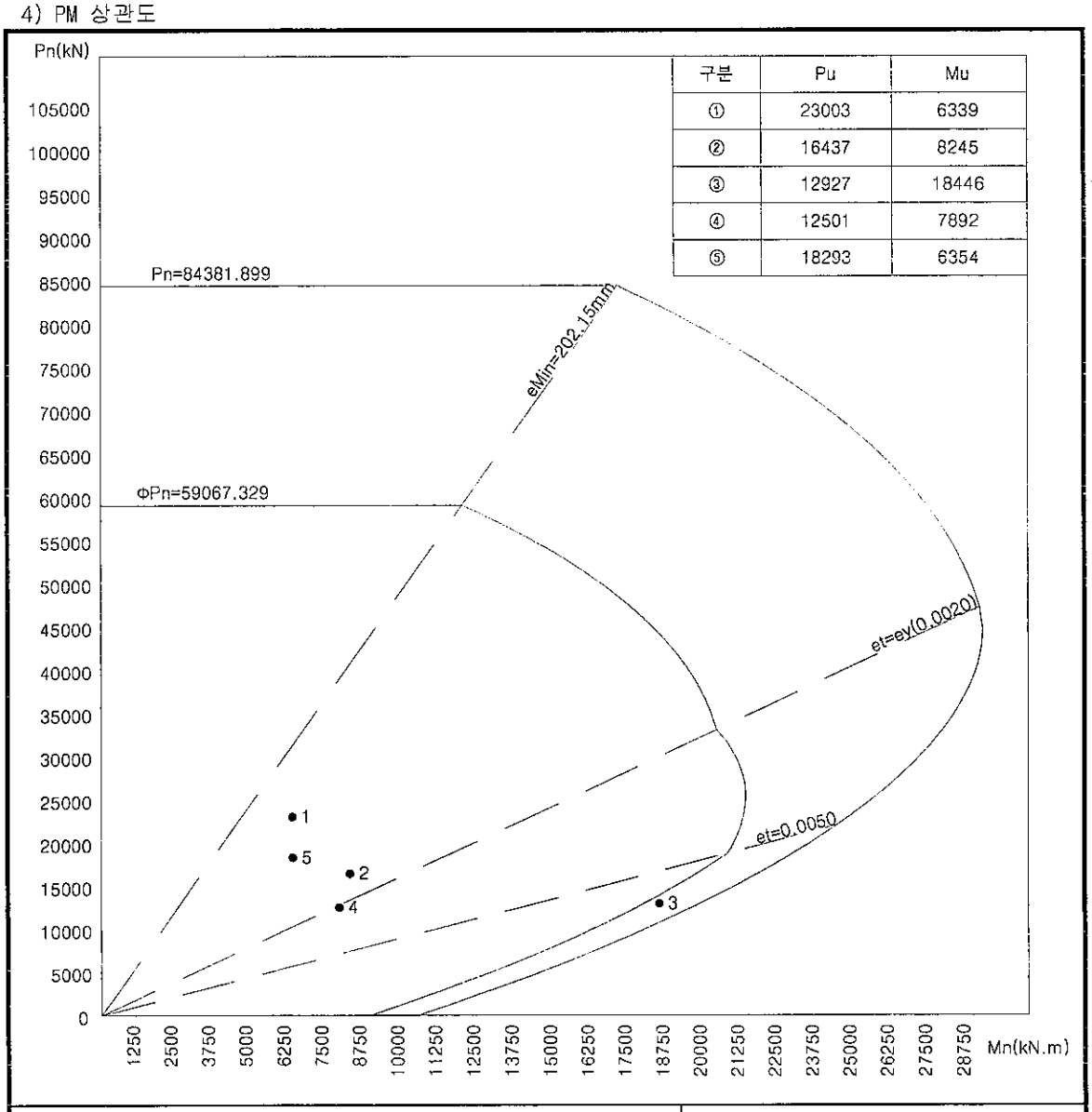
㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 84381.898 kN ≥ Pn = 69744.863 kN

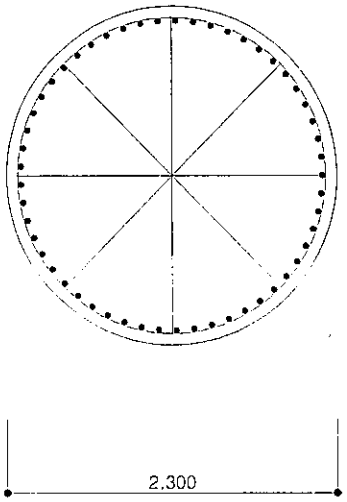
ΦPn = 0.70 x 69744.863 = 48821.404 kN ≥ Pu = 18293.471 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.347 = 16956.663 kN.m ≥ Mu = 6353.693 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	23003	6339
②	16437	8245
③	12927	18446
④	12501	7892
⑤	18293	6354



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2200.000 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

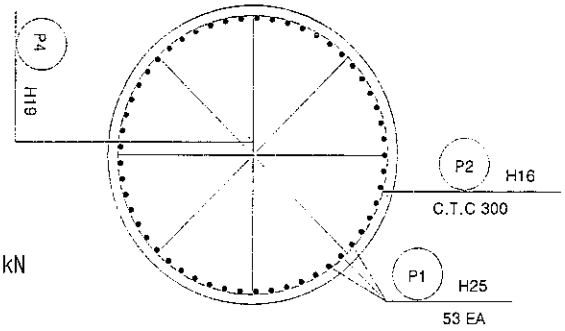
▣ 사용 철근

Ast = 26855.100 mm²
Puse = 0.00646
1단 : H25-53Ea

10.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL016 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	0.098 kN
교축직각방향	V =	1680.170 kN
합성전단력	V =	1680.170 kN
축방향력	P =	19760.101 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 1680.170 / 0.80 = 2100.213 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 19760.101 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0
x 2300.000 x 1805.880

= 4819.034 kN

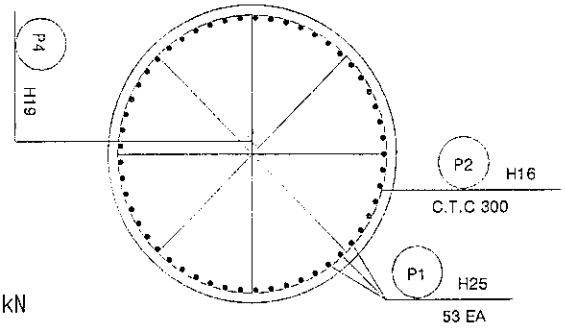
③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2409.517 kN ≥ Vn ≤ Vc = 4819.034 ∴ 전단 철근 필요 없음

10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX, 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	962.526 kN
교축직각방향	V =	3010.313 kN
합성전단력	V =	3160.450 kN
축방향력	P =	13725.249 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 3160.450 / 1.00 = 3160.450 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 100.000 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 655.880 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 655.880

= 1805.880 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 13725.249 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0

x 2300.000 x 1805.880

= 4445.835 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2222.917 kN ≤ Vn ≤ Vc = 4445.835 kN ∴ 최소 전단철근 필요

(4) 필요철근량 계산 Av

Av1 = 0.0625 x √27.0 x B x s / fy = 560.210 mm²

Av2 = 0.35 x B x s / fy = 603.750 mm²

Av = max(Av1, Av2) = 603.750 mm²

띠철근의 수직 간격 S = 300.0 mm, d = 1805.880 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H16 x 2EA = 397.200 mm²

→ 794.400 mm² ≥ 603.750 mm² ∴ O.K

10.6 기둥의 횡방향 철근 간격 검토

① 단부구역과 소성힌지구역의 심부구속 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.2]
캔틸레버로 거동하는 기둥의 하단과 골조로 거동하는 기둥의 하단과 상단을 단부구역으로 한다.
단부구역의 길이는 기둥의 최대 단면치수, 기둥 순높이의 1/6,
450mm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D = 2300.0 mm
- 기둥 순높이의 1/6 = 7100.0 / 6 = 1183.3 mm
∴ 2300.0 mm = 2.300 m

② 단부구역 및 소성힌지구역의 횡방향철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
횡방향철근의 간격은 부재최소단면치수의 1/4, 축방향 철근지름의 6배 이하이어야 한다.
- 기둥의 최대단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 축방향 철근지름 6 x d = 6 x 25.0 = 150.0 mm
∴ 150.0 mm = 0.150 m

③ 심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근의 설치 [도로교설계기준 6.8.3.3]
심부구속 및 단부구역의 횡방향 철근은 인접부재와의 연결면으로부터 기둥 치수의
0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 380 mm 작아서는 안된다.
- 기둥 치수의 0.5배 이상 연장 : 0.5 x D = 1150.0 mm
∴ 1150.0 mm = 1.150 m

④ 단부구역 이외의 위치에서 겹침이음 적용시 횡방향 철근의 간격 [도로교설계기준 6.8.3.3]
- 기둥의 최소단면치수 D / 4 = 2300.0 / 4 = 575.0 mm
- 100.0 mm
∴ 575.0 mm = 0.575 m

11. 기 초 설 계

11.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV008	16598.768	1191.961	-3780.277	20470.768	90071.379	1396.355	축력최대
SV010	16522.190	1153.598	-3864.889	20394.190	89734.436	1557.693	모멘트최대
SV012	14409.354	1143.506	-3494.638	18281.354	80437.958	1207.626	편심최대
SV022	13723.402	3010.313	9867.069	17595.402	77419.769	15887.696	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3872.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

$My = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 2.000$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 218094.118 x 49 / (8.800 x 8.800) = 137998.602 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 218094.118 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 49 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

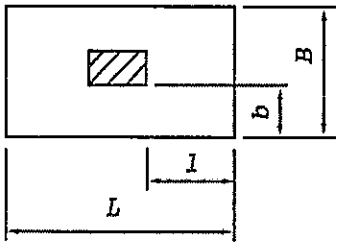
β = ⁴√{(3 x 137998.602) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.208 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.250,3.250) = 3.250

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 4.400

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 4.400



βλ = 0.208 x 3.250 = 0.675 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	24018.524	1369.617	-3432.884	29052.124	127829.346	693.650	축력최대
UL010	21478.847	1499.677	-5024.356	26512.447	116654.767	2025.002	모멘트최대
UE012	14556.490	1278.055	-4009.199	18428.490	81085.356	1453.089	편심최대
UL022	13723.402	3010.313	9867.069	17595.402	77419.769	15887.696	지진시
SV008	16598.768	1191.961	-3780.277	20470.768	90071.379	1396.355	축력최대
SV010	16522.190	1153.598	-3864.889	20394.190	89734.436	1557.693	모멘트최대
SV012	14409.354	1143.506	-3494.638	18281.354	80437.958	1207.626	편심최대
SV022	13723.402	3010.313	9867.069	17595.402	77419.769	15887.696	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

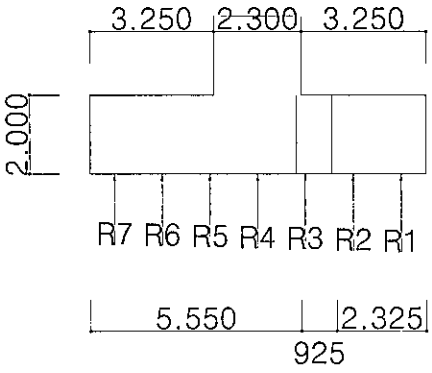
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.000 mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV008	3176.384	3092.388	3008.392	2924.395	2840.399	2756.403	2672.407
SV010	3174.555	3087.522	3000.489	2913.456	2826.423	2739.389	2652.356
SV012	2842.35	2765.441	2688.531	2611.622	2534.713	2457.803	2380.894
SV022	4113.71	3580.35	3046.989	2513.629	1980.268	1446.908	913.548
UL001	4363.81	4292.641	4221.472	4150.303	4079.135	4007.966	3936.797
UL010	4126.922	4013.779	3900.636	3787.492	3674.349	3561.206	3448.063
UE012	2899.147	2810.312	2721.477	2632.641	2543.806	2454.971	2366.136
UL022	4113.71	3580.35	3046.989	2513.629	1980.268	1446.908	913.548

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉰ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.731+ R2 x -1.481+ R3 x -0.231

㉱ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV008	6268.772	13949.470	5245.772	11434.614	
SV010	6262.077	13935.444	5239.077	11420.588	
SV012	5607.790	12479.126	4584.790	9964.270	
SV022	7694.060	17240.895	6671.060	14726.039	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉲ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	8656.451	19250.125	7326.551	15980.813	
UL010	8140.701	18116.077	6810.801	14846.765	
UE012	5709.459	12708.304	4686.459	10193.449	
UL022	7694.060	17240.895	6671.060	14726.039	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	15980.8	7326.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 45610.400 x 400.00 = 18244160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 90.336 mm, c = 90.336 / β1 = 90.336 / 0.85 = 106.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 106.277) / 106.277 = 0.04922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 25761.962 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 45610.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.770]

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 25761.962 mm²

ρmin = Max(25761.962, 15840.000) / bd = 0.00158

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.336 mm

ΦMn = 0.85 x 45610.400 x 400 x (1850.00 - a/2) = 27988.501 kN.m

≥ Mu (= 15980.813 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.751]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 7326.551 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H29 - 71 EA

    H29 - 36 EA = 68736.800 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 68736.8 ㎟

    (68736.800 / 8.800) = 7811.000 ㎟ > (1800 ㎟)

    필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,은도 철근 단면적을 단위 m당

    1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

  * 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

    사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11434.614 x 1000000 / [45610.400 x (1850.000 - 331.898/3)]

  = 144.134 MPa

  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

  = -7x45610.400/8800.0 + 7x45610.400/8800.0 x √[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x45610.400)]

  = 331.898 mm

  사용철근량 = 45610.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

  1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 ㎜

  여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.13) - 2.5 x 135.50 = 207.62 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.13) = 437.09 ㎜

  Sa는 작은 값인 207.62 ㎜ 를 적용

  S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 207.62 ㎜) ∴ O.K

11.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	16598.784	469.777	-4474.644	20470.784	90071.450	3535.090	축력최대
SVB14	13725.249	517.997	-4862.929	17597.249	77427.896	3826.935	모멘트최대
SVB14	13725.249	517.997	-4862.929	17597.249	77427.896	3826.935	편심최대
SVB22	13725.249	2418.562	17140.814	17597.249	77427.896	21977.937	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 = 3872.000 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	24020.924	0.905	19.844	29054.524	127839.906	21.654	축력최대
UEB14	12980.890	647.236	-6087.732	16659.290	73300.876	4793.260	모멘트최대
UEB14	12980.890	647.236	-6087.732	16659.290	73300.876	4793.260	편심최대
ULB22	13725.249	2418.562	17140.814	17597.249	77427.896	21977.937	지진시
SVB16	16598.784	469.777	-4474.644	20470.784	90071.450	3535.090	축력최대
SVB14	13725.249	517.997	-4862.929	17597.249	77427.896	3826.935	모멘트최대
SVB14	13725.249	517.997	-4862.929	17597.249	77427.896	3826.935	편심최대
SVB22	13725.249	2418.562	17140.814	17597.249	77427.896	21977.937	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 8.800 x 8.800 x 2.000 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 8.800 m

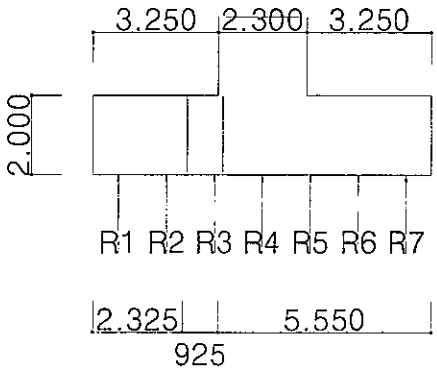
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.000 m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 Mc = ∑V x e 를 적용한다, e = B/2 - (Mr-Mo)/∑V

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SVB16	3272.894	3156.728	3040.563	2924.398	2808.232	2692.067	2575.902
SVB14	2892.231	2766.119	2640.006	2513.893	2387.78	2261.667	2135.554
SVB14	2892.231	2766.119	2640.006	2513.893	2387.78	2261.667	2135.554
SVB22	4564.422	3880.912	3197.402	2513.893	1830.383	1146.873	463.364
ULB01	4152.557	4151.92	4151.283	4150.646	4150.009	4149.373	4148.736
UEB14	2853.593	2695.695	2537.797	2379.899	2222	2064.102	1906.204
UEB14	2853.593	2695.695	2537.797	2379.899	2222	2064.102	1906.204
ULB22	4564.422	3880.912	3197.402	2513.893	1830.383	1146.873	463.364

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 2.325 x 2.000 x 8.800 x 25.000 = 1023.000 kN

Ma = 3.381 x 2.000 x 8.800 x 25.000 x 3.381/2 = 2514.855 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.731+ R2 x 1.481+ R3 x 0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB16	6429.622	14315.758	5406.622	11800.902	
SVB14	5658.350	12605.147	4635.350	10090.292	
SVB14	5658.350	12605.147	4635.350	10090.292	
SVB22	8445.334	18951.667	7422.334	16436.811	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	8304.477	18448.573	6974.577	15179.260	
UEB14	5549.288	12371.718	4577.438	9982.606	
UEB14	5549.288	12371.718	4577.438	9982.606	
ULB22	8445.334	18951.667	7422.334	16436.811	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	16436.8	7422.3

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 45610.400 x 400.00 = 18244160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 90.336 mm, c = 90.336 / β1 = 90.336 / 0.85 = 106.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 106.277) / 106.277 = 0.04922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 26507.787 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 45610.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.721]

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 26507.787 mm²

ρmin = Max(26507.787, 15840.000) / bd = 0.00163

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.336 mm

ΦMn = 0.85 x 45610.400 x 400 x (1850.00 - a/2) = 27988.501 kN.m

≥ Mu (= 16436.811 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.703]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 7422.334 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H29 - 71 EA

H29 - 36 EA = 68736.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 68736.8 ㎟

(68736.800 / 8.800) = 7811.000 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 11800.902 \times 1000000 / [45610.400 \times (1850.000 - 331.898/3)]$

$= 148.751$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x45610.400/8800.0 + 7x45610.400/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x45610.400)]}$

$= 331.898$ mm

사용철근량 = 45610.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 ㎜)

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 148.75) - 2.5 x 135.50 = 190.66 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 148.75) = 423.53 ㎜

Sa는 작은 값인 190.66 ㎜ 를 적용

S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 190.66 ㎜) ∴ O.K

12. 기 초 설 계

12.1 교축직각방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SV017	15923.747	770.381	1411.128	19795.747	87101.287	2951.890	축력최대
SV020	15839.092	1295.681	4505.931	19711.092	86728.805	7097.293	모멘트최대
SV014	13149.579	1235.368	4409.153	17021.579	74894.948	6879.889	편심최대
SV022	12927.431	1552.187	13204.054	16799.431	73917.496	16308.427	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3872.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

$My = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 2.000$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

▣ 확대기초 두께에 대한 강체 검토 : [도로교 설계기준 5.4.5.2]

- 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야함을 원칙으로 한다.
- 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 및 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

$\beta\lambda \leq 1.0$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kp : 환산지반반력계수 (kN/m³)

= 218094.118 x 49 / (8.800 x 8.800) = 137998.602 kN/m³

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 218094.118 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 8.800 m)

B : 확대기초의 폭 (= 8.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 49 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.000 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

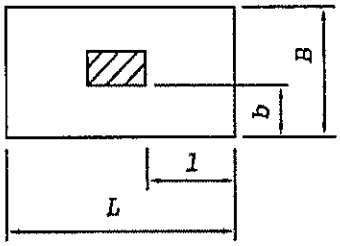
β = ⁴√{(3 x 137998.602) / (27804000.000 x 2.000³)} = 0.208 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(3.250,3.250) = 3.250

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 4.400

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 4.400



βλ = 0.208 x 3.250 = 0.675 ≤ 1.0, ∴ O.K

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vx(kN)	My(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
UL001	23003.027	1413.654	3623.663	28036.627	123361.159	6450.971	축력최대
UL020	19798.865	1619.601	5632.414	24638.865	108411.006	8871.616	모멘트최대
UE014	12501.202	1335.708	4988.023	16179.602	71190.249	7659.439	편심최대
UL022	12927.431	1552.187	13204.054	16799.431	73917.496	16308.427	지진시
SV017	15923.747	770.381	1411.128	19795.747	87101.287	2951.890	축력최대
SV020	15839.092	1295.681	4505.931	19711.092	86728.805	7097.293	모멘트최대
SV014	13149.579	1235.368	4409.153	17021.579	74894.948	6879.889	편심최대
SV022	12927.431	1552.187	13204.054	16799.431	73917.496	16308.427	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 \times$ 하중계수

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

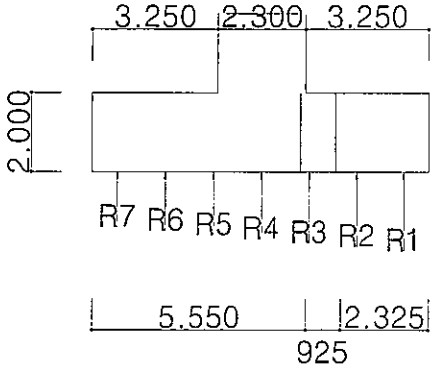
$My = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |My + Vx \times h|$, $h = 2.000$ mm

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SV017	3161.922	3050.603	2939.283	2827.964	2716.644	2605.325	2494.006
SV020	3555.584	3309.013	3062.442	2815.87	2569.299	2322.728	2076.156
SV014	3146.366	2908.129	2669.891	2431.654	2193.417	1955.18	1716.942
SV022	3898.858	3399.211	2899.565	2399.919	1900.272	1400.626	900.98
UL001	4704.391	4471.338	4238.285	4005.232	3772.18	3539.127	3306.074
UL020	4444.48	4136.266	3828.052	3519.838	3211.624	2903.41	2595.196
UE014	3102.564	2838.833	2575.102	2311.372	2047.641	1783.911	1520.18
UL022	3898.858	3399.211	2899.565	2399.919	1900.272	1400.626	900.98

㉮ 기초자중에 의한 단면력

$Vb = 2.325 \times 2.000 \times 8.800 \times 25.000 = 1023.000$ kN

$Ma = 3.381 \times 2.000 \times 8.800 \times 25.000 \times 3.381/2 = 2514.855$ kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x -2.731+ R2 x -1.481+ R3 x -0.231

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV017	6212.525	13832.126	5189.525	11317.271	
SV020	6864.597	15318.372	5841.597	12803.517	
SV014	6054.495	13516.409	5031.495	11001.554	
SV022	7298.069	16351.811	6275.069	13836.956	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉱ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL001	9175.728	20448.786	7845.828	17179.474	
UL020	8580.746	19147.965	7301.996	16004.396	
UE014	5941.396	13272.261	4969.546	10883.149	
UL022	7298.069	16351.811	6275.069	13836.956	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교직-지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	17179.5	7845.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 45610.400 x 400.00 = 18244160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 90.336 mm, c = 90.336 / β1 = 90.336 / 0.85 = 106.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 106.277) / 106.277 = 0.04922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 27723.791 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 45610.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.645]

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 27723.791 mm²

ρmin = Max(27723.791, 15840.000) / bd = 0.00170

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.336 mm

ΦMn = 0.85 x 45610.400 x 400 x (1850.00 - a/2) = 27988.501 kN.m

≥ Mu (= 17179.474 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.629]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 7845.828 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H29 - 71 EA

H29 - 36 EA = 68736.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 68736.8 ㎟

(68736.800 / 8.800) = 7811.000 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수축,은도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎜ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 12803.517 \times 1000000 / [45610.400 \times (1850.000 - 331.898/3)]$

$= 161.389$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x45610.400/8800.0 + 7x45610.400/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x45610.400)]}$

$= 331.898$ mm

사용철근량 = 45610.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 161.39) - 2.5 x 135.50 = 149.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 161.39) = 390.36 mm

Sa는 작은 값인 149.20 mm 를 적용

S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 149.20 mm) ∴ O.K

12.2 교축방향

1) 기초 안정검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
SVB16	15808.081	465.885	-4445.504	19680.081	86592.356	3513.735	축력최대
SVB14	12925.584	509.594	-4847.143	16797.584	73909.370	3827.955	모멘트최대
SVB14	12925.584	509.594	-4847.143	16797.584	73909.370	3827.955	편심최대
SVB22	12925.584	2379.022	16955.002	16797.584	73909.370	21713.047	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 = 3872.000$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 전도에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

③ 활동에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

④ 지지력에 대한 안정

- 말뚝기초이므로 불필요 : 『말뚝검토』 참조

2) 기초 단면검토

① 기초 중앙작용력 산정

구 분	P(kN)	Vy(kN)	Mx(kN)	∑V(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)	비 고
ULB01	23000.627	0.905	46.435	28034.227	123350.599	48.244	축력최대
UEB14	12221.209	637.253	-6060.358	15899.609	69958.280	4785.853	모멘트최대
UEB14	12221.209	637.253	-6060.358	15899.609	69958.280	4785.853	편심최대
ULB22	12925.584	2379.022	16955.002	16797.584	73909.370	21713.047	지진시
SVB16	15808.081	465.885	-4445.504	19680.081	86592.356	3513.735	축력최대
SVB14	12925.584	509.594	-4847.143	16797.584	73909.370	3827.955	모멘트최대
SVB14	12925.584	509.594	-4847.143	16797.584	73909.370	3827.955	편심최대
SVB22	12925.584	2379.022	16955.002	16797.584	73909.370	21713.047	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 8.800 \times 8.800 \times 2.000 \times 25.000 \times$ 하중계수

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 8.800$ m

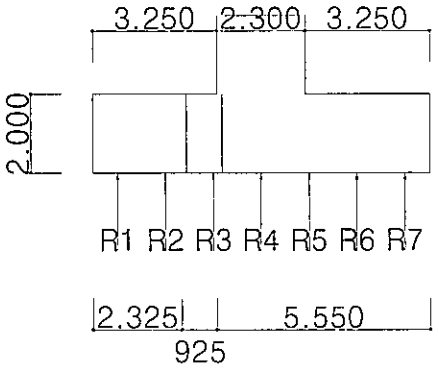
$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.000$ m

※ 말뚝검토시의 모멘트는 $Mc = \sum V \times e$ 를 적용한다, $e = B/2 - (Mr-Mo)/\sum V$

※ 지진시의 부재력은 탄성설계를 적용한 값을 사용한다.

② 기초의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 7본
R2 = Ru2 x 7본
R3 = Ru3 x 7본
R4 = Ru4 x 7본
R5 = Ru5 x 7본
R6 = Ru6 x 7본
R7 = Ru7 x 7본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
SVB16	3157.711	3042.287	2926.864	2811.44	2696.016	2580.593	2465.169
SVB14	2777.124	2651.301	2525.478	2399.655	2273.832	2148.009	2022.186
SVB14	2777.124	2651.301	2525.478	2399.655	2273.832	2148.009	2022.186
SVB22	4424.5	3749.552	3074.603	2399.655	1724.706	1049.758	374.809
ULB01	4009.02	4007.643	4006.266	4004.89	4003.513	4002.136	4000.759
UEB14	2743.315	2586.001	2428.687	2271.373	2114.059	1956.745	1799.431
UEB14	2743.315	2586.001	2428.687	2271.373	2114.059	1956.745	1799.431
ULB22	4424.5	3749.552	3074.603	2399.655	1724.706	1049.758	374.809

㉮ 기초자중에 의한 단면력

$Vb = 2.325 \times 2.000 \times 8.800 \times 25.000 = 1023.000$ kN

$Ma = 3.381 \times 2.000 \times 8.800 \times 25.000 \times 3.381/2 = 2514.855$ kN.m

㉰ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.731+ R2 x 1.481+ R3 x 0.231

㉱ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB16	6199.999	13805.442	5176.999	11290.587	
SVB14	5428.425	12094.288	4405.425	9579.433	
SVB14	5428.425	12094.288	4405.425	9579.433	
SVB22	8174.052	18346.630	7151.052	15831.775	

※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉲ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
ULB01	8016.663	17809.401	6686.763	14540.089	
UEB14	5329.315	11882.886	4357.465	9493.774	
UEB14	5329.315	11882.886	4357.465	9493.774	
ULB22	8174.052	18346.630	7151.052	15831.775	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

1) 단면 검토 : 교축방향

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.80

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
8800.0	2000.0	1850.0	150.0	15831.8	7151.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 45610.400 x 400.00 = 18244160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 8800.000 = 201960.000 x a

T = C 이므로, a = 90.336 mm, c = 90.336 / β1 = 90.336 / 0.85 = 106.277 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 106.277) / 106.277 = 0.04922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 25518.329 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 45610.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.787]

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 8800.0 x 1200.0 = 15840.000 mm²

As,req = 25518.329 mm²

ρmin = Max(25518.329, 15840.000) / bd = 0.00157

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00280

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.336 mm

ΦMn = 0.85 x 45610.400 x 400 x (1850.00 - a/2) = 27988.501 kN.m

≥ Mu (= 15831.775 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.768]

* 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 8800.00 x 1850.00 = 11279.115 kN

≥ Vu (= 7151.052 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단, 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H29 - 71 EA

H29 - 36 EA = 68736.800 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2000.0 x 8800.0 = 26400.0 ㎟ < 68736.8 ㎟

(68736.800 / 8.800) = 7811.000 ㎟ > (1800 ㎟)

필요철근량이 1800㎟보다 클경우 수측,온도 철근 단면적을 단위 m당

1800㎟보다 크게 취할 필요가 없다. ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H29 - 36 EA = 23126.400.㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 23126.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 11290.587 \times 1000000 / [45610.400 \times (1850.000 - 331.898/3)]$

$= 142.318$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x45610.400/8800.0 + 7x45610.400/8800.0 \times \sqrt{[(1 + 2x8800.0x1850.0/(7x45610.400)]}$

$= 331.898$ mm

사용철근량 = 45610.4 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 71.0 EA (= 45610.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 29/2 = 135.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 142.32) - 2.5 x 135.50 = 214.59 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 142.32) = 442.67 mm

Sa는 작은 값인 214.59 mm 를 적용

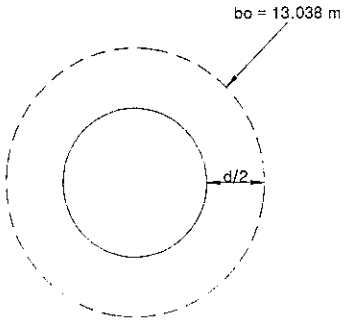
S = 8800.00 / 71.0 EA = 123.94 ≤ Sa (= 214.59 mm) ∴ O.K

13. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -24020.924 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.038 m



4) 콘크리트가 부담하는 전단강도

※ βc = 1.000, αs = 40

① Vc1 = 1/6 x (1 + 2/βc) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + 2/1.00) x √(27) x 13.038 x 1.850
= 62664.512 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.850)/(2 · 13.038)) x √(27) x 13.038 x 1.850
= 80167.61 kN

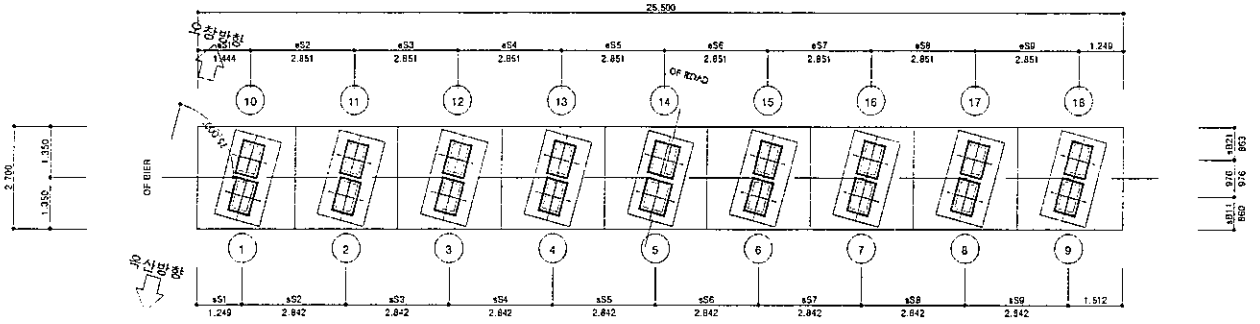
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.038 x 1.850
= 41776.342 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 41776.342 = 33421.073 kN

※ ΦVc > Vu ---------- O.K

14. 교량 받침부 검토



14.1 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

㉠ 전열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 44.999 = 424.993 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 45.271 = 426.354 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	424.993	730.000	430.000	452.066	O.K
2	424.993	730.000	430.000	452.043	O.K
3	424.993	730.000	430.000	452.021	O.K
4	424.993	730.000	430.000	451.999	O.K
5	424.993	700.000	550.000	450.946	O.K
6	424.993	730.000	430.000	451.956	O.K
7	424.993	730.000	430.000	451.935	O.K
8	424.993	730.000	430.000	451.914	O.K
9	424.993	730.000	430.000	451.894	O.K
10	426.354	730.000	430.000	455.348	O.K
11	426.354	730.000	430.000	455.326	O.K
12	426.354	730.000	430.000	455.304	O.K
13	426.354	730.000	430.000	455.283	O.K
14	426.354	700.000	550.000	454.213	O.K
15	426.354	730.000	430.000	455.240	O.K
16	426.354	730.000	430.000	455.219	O.K
17	426.354	730.000	430.000	455.198	O.K
18	426.354	730.000	430.000	455.178	O.K

14.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 105.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 15.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 90.234 + 6.66 \times 9.665) \times (1 + 0.000125 \times 15.00^2)$

$= 426.734$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1398 - 0 - 50 = 1348$ mm ≥ 427 mm $\therefore$ O.K

14.3 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1618.780	O.K	310.586	248.740	O.K
SHOE 2	2000.000	1568.285	O.K	310.586	248.619	O.K
SHOE 3	2000.000	1553.313	O.K	310.586	248.102	O.K
SHOE 4	2000.000	1511.920	O.K	310.586	247.458	O.K
SHOE 5	2000.000	1497.810	O.K	310.586	247.205	O.K
SHOE 6	2000.000	1491.546	O.K	310.586	247.491	O.K
SHOE 7	2000.000	1509.349	O.K	310.586	248.179	O.K
SHOE 8	2000.000	1570.198	O.K	310.586	248.759	O.K
SHOE 9	2000.000	1562.158	O.K	310.586	248.854	O.K
SHOE 10	2000.000	1692.751	O.K	310.586	248.737	O.K
SHOE 11	2000.000	1619.413	O.K	310.586	248.624	O.K
SHOE 12	2000.000	1551.796	O.K	310.586	248.096	O.K
SHOE 13	2000.000	1513.424	O.K	310.586	247.453	O.K
SHOE 14	2000.000	1496.343	O.K	310.586	247.198	O.K
SHOE 15	2000.000	1492.999	O.K	310.586	247.485	O.K
SHOE 16	2000.000	1512.839	O.K	310.586	248.179	O.K
SHOE 17	2000.000	1522.383	O.K	310.586	248.742	O.K
SHOE 18	2000.000	1483.073	O.K	310.586	248.843	O.K

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값이며 내진장치 불필요

14.4 교량받침 보강 철근 검토

① 교량받침에 작용하는 하중

구 분	수직력	수평력		보강범위(mm)		비 고
		교축방향	직각방향	교축방향	직각방향	
1	1618.780	187.023	179.935	1290.172	1849.792	
2	1568.285	186.932	180.341	1290.172	1935.770	
3	1553.313	186.543	180.835	1290.172	1935.770	
4	1511.920	186.059	181.254	1290.172	1935.770	
5	1497.810	185.868	224.506	1410.172	1920.770	
6	1491.546	186.083	181.268	1290.172	1935.770	
7	1509.349	186.601	180.850	1290.172	1935.770	
8	1570.198	187.037	180.386	1290.172	1935.770	
9	1562.158	187.108	180.041	1290.172	1980.982	
10	1692.751	187.020	180.771	1293.484	1950.689	
11	1619.413	186.935	181.153	1293.484	1941.183	
12	1551.796	186.538	181.616	1293.484	1941.183	
13	1513.424	186.055	182.050	1293.484	1941.183	
14	1496.343	185.863	224.506	1413.484	1926.183	
15	1492.999	186.079	182.131	1293.484	1941.183	
16	1512.839	186.601	181.729	1293.484	1941.182	
17	1522.383	187.024	181.245	1293.484	1941.182	
18	1483.073	187.100	180.915	1293.484	1853.105	

탄성지진력은 응답수정계수(R = 1.0)를 고려한 값

② 교량받침 하면 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	2333.287	4369.200	O.K	2798.281	3773.400	O.K
2	2292.409	4369.200	O.K	2744.435	3773.400	O.K
3	2278.279	4369.200	O.K	2730.540	3773.400	O.K
4	2242.494	4369.200	O.K	2686.879	3773.400	O.K
5	2266.433	4369.200	O.K	2911.487	3574.800	O.K
6	2226.342	4369.200	O.K	2664.316	3773.400	O.K
7	2243.450	4369.200	O.K	2681.779	3773.400	O.K
8	2294.524	4369.200	O.K	2746.807	3773.400	O.K
9	2288.492	4369.200	O.K	2735.957	3773.400	O.K
10	2396.245	4369.200	O.K	2885.120	3773.400	O.K
11	2336.970	4369.200	O.K	2805.755	3773.400	O.K
12	2280.550	4369.200	O.K	2733.194	3773.400	O.K
13	2247.097	4369.200	O.K	2692.973	3773.400	O.K
14	2268.439	4369.200	O.K	2909.857	3574.800	O.K
15	2230.854	4369.200	O.K	2670.726	3773.400	O.K
16	2249.661	4369.200	O.K	2690.540	3773.400	O.K
17	2259.665	4369.200	O.K	2698.454	3773.400	O.K
18	2228.568	4369.200	O.K	2652.942	3773.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1039.014	5759.400	O.K	999.637	5759.400	O.K
2	1038.509	5759.400	O.K	1001.896	5759.400	O.K
3	1036.349	5759.400	O.K	1004.637	5759.400	O.K
4	1033.659	5759.400	O.K	1006.967	5759.400	O.K
5	1032.602	5759.400	O.K	1247.254	5759.400	O.K
6	1033.797	5759.400	O.K	1007.043	5759.400	O.K
7	1036.671	5759.400	O.K	1004.724	5759.400	O.K
8	1039.094	5759.400	O.K	1002.143	5759.400	O.K
9	1039.490	5759.400	O.K	1000.226	5759.400	O.K
10	1039.002	5759.400	O.K	1004.286	5759.400	O.K
11	1038.530	5759.400	O.K	1006.408	5759.400	O.K
12	1036.324	5759.400	O.K	1008.977	5759.400	O.K
13	1033.638	5759.400	O.K	1011.391	5759.400	O.K
14	1032.573	5759.400	O.K	1247.254	5759.400	O.K
15	1033.772	5759.400	O.K	1011.838	5759.400	O.K
16	1036.671	5759.400	O.K	1009.607	5759.400	O.K
17	1039.023	5759.400	O.K	1006.917	5759.400	O.K
18	1039.444	5759.400	O.K	1005.084	5759.400	O.K

14.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 9

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1562.158 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  δ = α x ΔT x L

  = 0.000010 x 25.0 x 45.0

  = 0.011250 m

  Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

  = 4313.700 x 0.011250

  = 48.528 kN/m

  Hx1 = 48.528 / 1.15 = 42.198 kN

  Hx2 = 248.854 / 1.33 = 187.108 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 187.108 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 239.454 / 1.33 = 180.041 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 180.041 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 860.172 mm b2y = 1511.621 mm

bcx = 2 x b2x = 1720.343 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 3023.241 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/1720.343) x 1562.158 x 10^3 /180.000

= 1249.002 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1562.158 x 10^3 /180.000

= 1735.731 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 187.108 x 10^3 / 180.000

= 1039.490 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 180.041 x 10^3 / 180.000

= 1000.226 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1511.621 = 2241.621 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 860.172 mm가 Bxo/2 = 1120.810 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 860.172 + (730.000+1511.621)/2 = 1980.982 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 860.172 = 1290.172 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1735.731 + 1000.226 = 2735.957 mm^2

Bxo = 1980.982 mm 범위내에서 H16 - 19 EA

As = 198.600 x 19 = 3773.400 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1249.002 + 1039.490 = 2288.492 mm^2

Byo = 1290.172 mm 범위내에서 H16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

14.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 9

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 180.041 x 10^3 / 180.000 = 1000.226 mm^2

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 187.108 x 10^3 / 180.000 = 1039.490 mm^2

사용철근 : H16 - 19 EA + H16 - 11 EA

As = 198.600 x 19 + 198.600 x 11 = 5759.400 mm^2 ∴ O.K

15. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

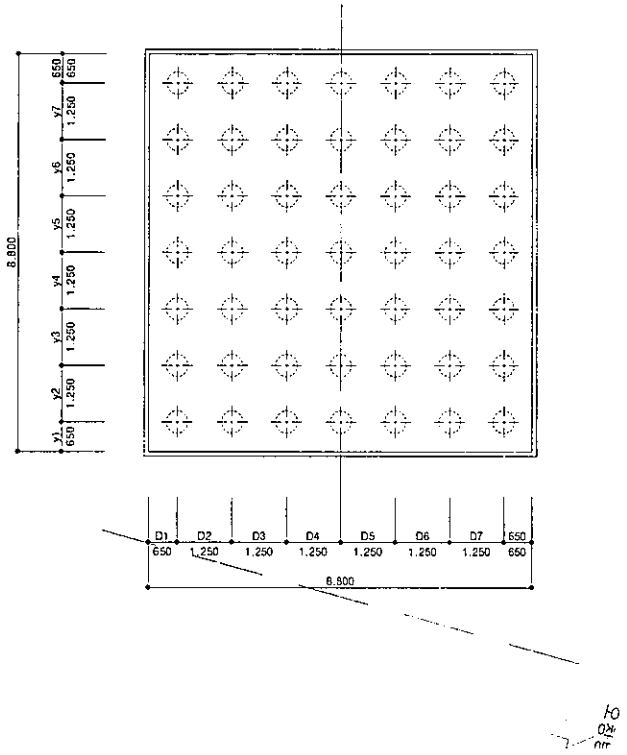
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	11.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20470.768	1191.961	1396.355	SV008
	COMBO 2	20394.190	1153.598	1557.693	SV010
	COMBO 3	18281.354	1143.506	1207.626	SV012
	COMBO 4	17595.402	3010.313	15887.696	SV022
계수하중	COMBO 1	29052.124	1369.617	693.650	UL001
	COMBO 2	26512.447	1499.677	2025.002	UL010
	COMBO 3	18428.490	1278.055	1453.089	UE012
	COMBO 4	17595.402	3010.313	15887.696	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.598

Kv = a x Ap x Ep / L = 218094.118 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 측직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 11.9000 = 4.372 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 11.9000 = 5.294 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10686611.8	10686611.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	70358601.6	71110288.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0012974	0.0019156	0.0000440	COMBO 1	0.0014727	0.0027186	0.0000373
COMBO 2	0.0012597	0.0019084	0.0000456	COMBO 2	0.0016376	0.0024809	0.0000593
COMBO 3	0.0012420	0.0017107	0.0000403	COMBO 3	0.0013902	0.0017244	0.0000466
COMBO 4	0.0020752	0.0016465	0.0002795	COMBO 4	0.0020752	0.0016465	0.0002795

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.075 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0012974	0.0020806	0.0000440	453.769	24.326	-31.500
	2	0.0012974	0.0020256	0.0000440	441.770	24.326	-31.500
	3	0.0012974	0.0019706	0.0000440	429.770	24.326	-31.500
	4	0.0012974	0.0019156	0.0000440	417.771	24.326	-31.500
	5	0.0012974	0.0018605	0.0000440	405.771	24.326	-31.500
	6	0.0012974	0.0018055	0.0000440	393.772	24.326	-31.500
	7	0.0012974	0.0017505	0.0000440	381.772	24.326	-31.500
COMBO 2	1	0.0012597	0.0020794	0.0000456	453.508	23.543	-30.377
	2	0.0012597	0.0020224	0.0000456	441.075	23.543	-30.377
	3	0.0012597	0.0019654	0.0000456	428.641	23.543	-30.377
	4	0.0012597	0.0019084	0.0000456	416.208	23.543	-30.377
	5	0.0012597	0.0018514	0.0000456	403.775	23.543	-30.377
	6	0.0012597	0.0017944	0.0000456	391.341	23.543	-30.377
	7	0.0012597	0.0017374	0.0000456	378.908	23.543	-30.377
COMBO 3	1	0.0012420	0.0018618	0.0000403	406.050	23.337	-30.290
	2	0.0012420	0.0018114	0.0000403	395.063	23.337	-30.290
	3	0.0012420	0.0017611	0.0000403	384.076	23.337	-30.290
	4	0.0012420	0.0017107	0.0000403	373.089	23.337	-30.290
	5	0.0012420	0.0016603	0.0000403	362.102	23.337	-30.290
	6	0.0012420	0.0016099	0.0000403	351.115	23.337	-30.290
	7	0.0012420	0.0015595	0.0000403	340.128	23.337	-30.290
COMBO 4	1	0.0020752	0.0026946	0.0002795	587.673	61.435	-56.733
	2	0.0020752	0.0023452	0.0002795	511.479	61.435	-56.733
	3	0.0020752	0.0019959	0.0002795	435.284	61.435	-56.733
	4	0.0020752	0.0016465	0.0002795	359.090	61.435	-56.733
	5	0.0020752	0.0012971	0.0002795	282.895	61.435	-56.733
	6	0.0020752	0.0009478	0.0002795	206.701	61.435	-56.733
	7	0.0020752	0.0005984	0.0002795	130.507	61.435	-56.733

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0014727	0.0028584	0.0000373	623.401	27.951	-36.679
	2	0.0014727	0.0028118	0.0000373	613.234	27.951	-36.679
	3	0.0014727	0.0027652	0.0000373	603.067	27.951	-36.679
	4	0.0014727	0.0027186	0.0000373	592.900	27.951	-36.679
	5	0.0014727	0.0026719	0.0000373	582.734	27.951	-36.679
	6	0.0014727	0.0026253	0.0000373	572.567	27.951	-36.679
	7	0.0014727	0.0025787	0.0000373	562.400	27.951	-36.679
COMBO 2	1	0.0016376	0.0027032	0.0000593	589.560	30.606	-39.490
	2	0.0016376	0.0026291	0.0000593	573.397	30.606	-39.490
	3	0.0016376	0.0025550	0.0000593	557.234	30.606	-39.490
	4	0.0016376	0.0024809	0.0000593	541.070	30.606	-39.490
	5	0.0016376	0.0024068	0.0000593	524.907	30.606	-39.490
	6	0.0016376	0.0023327	0.0000593	508.744	30.606	-39.490
	7	0.0016376	0.0022586	0.0000593	492.580	30.606	-39.490
COMBO 3	1	0.0013902	0.0018990	0.0000466	414.164	26.083	-33.799
	2	0.0013902	0.0018408	0.0000466	401.473	26.083	-33.799
	3	0.0013902	0.0017826	0.0000466	388.782	26.083	-33.799
	4	0.0013902	0.0017244	0.0000466	376.092	26.083	-33.799
	5	0.0013902	0.0016663	0.0000466	363.401	26.083	-33.799
	6	0.0013902	0.0016081	0.0000466	350.710	26.083	-33.799
	7	0.0013902	0.0015499	0.0000466	338.019	26.083	-33.799
COMBO 4	1	0.0020752	0.0026946	0.0002795	587.673	61.435	-56.733
	2	0.0020752	0.0023452	0.0002795	511.479	61.435	-56.733
	3	0.0020752	0.0019959	0.0002795	435.284	61.435	-56.733
	4	0.0020752	0.0016465	0.0002795	359.090	61.435	-56.733
	5	0.0020752	0.0012971	0.0002795	282.895	61.435	-56.733
	6	0.0020752	0.0009478	0.0002795	206.701	61.435	-56.733
	7	0.0020752	0.0005984	0.0002795	130.507	61.435	-56.733

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	453.769	24.326	-31.500	7
	2	2.500	0	441.770	24.326	-31.500	7
	3	1.250	0	429.770	24.326	-31.500	7
	4	0.000	0	417.771	24.326	-31.500	7
	5	-1.250	0	405.771	24.326	-31.500	7
	6	-2.500	0	393.772	24.326	-31.500	7
	7	-3.750	0	381.772	24.326	-31.500	7
	계			20470.768	1191.961	1396.355	49
COMBO 2	1	3.750	0	453.508	23.543	-30.377	7
	2	2.500	0	441.075	23.543	-30.377	7
	3	1.250	0	428.641	23.543	-30.377	7
	4	0.000	0	416.208	23.543	-30.377	7
	5	-1.250	0	403.775	23.543	-30.377	7
	6	-2.500	0	391.341	23.543	-30.377	7
	7	-3.750	0	378.908	23.543	-30.377	7
	계			20394.190	1153.598	1557.693	49
COMBO 3	1	3.750	0	406.050	23.337	-30.290	7
	2	2.500	0	395.063	23.337	-30.290	7
	3	1.250	0	384.076	23.337	-30.290	7
	4	0.000	0	373.089	23.337	-30.290	7
	5	-1.250	0	362.102	23.337	-30.290	7
	6	-2.500	0	351.115	23.337	-30.290	7
	7	-3.750	0	340.128	23.337	-30.290	7
	계			18281.354	1143.506	1207.626	49
COMBO 4	1	3.750	0	587.673	61.435	-56.733	7
	2	2.500	0	511.479	61.435	-56.733	7
	3	1.250	0	435.284	61.435	-56.733	7
	4	0.000	0	359.090	61.435	-56.733	7
	5	-1.250	0	282.895	61.435	-56.733	7
	6	-2.500	0	206.701	61.435	-56.733	7
	7	-3.750	0	130.507	61.435	-56.733	7
	계			17595.402	3010.313	15887.696	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	623.401	27.951	-36.679	7
	2	2.500	0	613.234	27.951	-36.679	7
	3	1.250	0	603.067	27.951	-36.679	7
	4	0.000	0	592.900	27.951	-36.679	7
	5	-1.250	0	582.734	27.951	-36.679	7
	6	-2.500	0	572.567	27.951	-36.679	7
	7	-3.750	0	562.400	27.951	-36.679	7
	계			29052.124	1369.617	693.650	49
COMBO 2	1	3.750	0	589.560	30.606	-39.490	7
	2	2.500	0	573.397	30.606	-39.490	7
	3	1.250	0	557.234	30.606	-39.490	7
	4	0.000	0	541.070	30.606	-39.490	7
	5	-1.250	0	524.907	30.606	-39.490	7
	6	-2.500	0	508.744	30.606	-39.490	7
	7	-3.750	0	492.580	30.606	-39.490	7
	계			26512.447	1499.677	2025.002	49
COMBO 3	1	3.750	0	414.164	26.083	-33.799	7
	2	2.500	0	401.473	26.083	-33.799	7
	3	1.250	0	388.782	26.083	-33.799	7
	4	0.000	0	376.092	26.083	-33.799	7
	5	-1.250	0	363.401	26.083	-33.799	7
	6	-2.500	0	350.710	26.083	-33.799	7
	7	-3.750	0	338.019	26.083	-33.799	7
	계			18428.490	1278.055	1453.089	49
COMBO 4	1	3.750	0	587.673	61.435	-56.733	7
	2	2.500	0	511.479	61.435	-56.733	7
	3	1.250	0	435.284	61.435	-56.733	7
	4	0.000	0	359.090	61.435	-56.733	7
	5	-1.250	0	282.895	61.435	-56.733	7
	6	-2.500	0	206.701	61.435	-56.733	7
	7	-3.750	0	130.507	61.435	-56.733	7
	계			17595.402	3010.313	15887.696	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV008

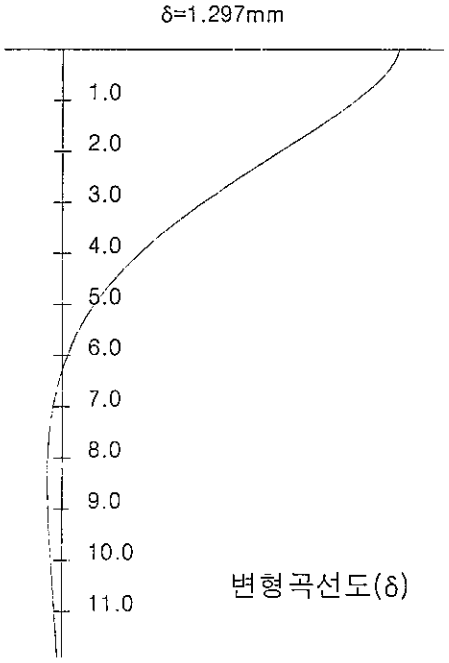
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

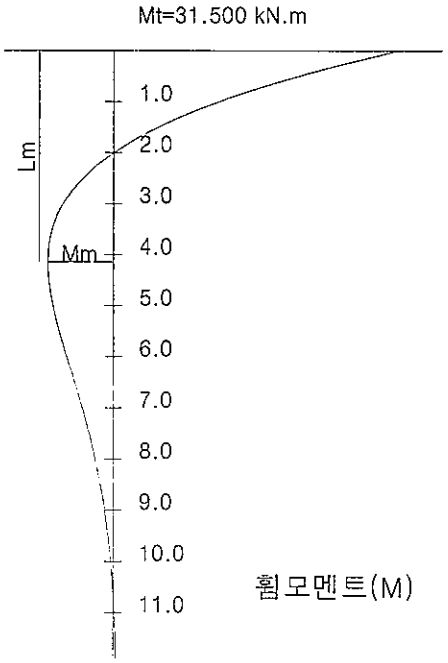
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.231 kN.m, 4.143 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.297 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.297 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.500	-24.326	1.297	
0.793	15.091	-17.155	1.181	
1.587	4.014	-10.974	0.967	
2.380	-2.678	-6.131	0.724	
3.173	-6.074	-2.648	0.497	
3.967	-7.199	-0.368	0.307	
4.760	-6.913	0.952	0.162	
5.553	-5.875	1.567	0.060	
6.347	-4.550	1.712	-0.004	
7.140	-3.232	1.576	-0.039	
7.933	-2.087	1.299	-0.054	
8.727	-1.182	0.980	-0.056	
9.520	-0.527	0.677	-0.049	
10.313	-0.094	0.422	-0.039	
11.107	0.159	0.227	-0.029	
11.900	0.280	0.088	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV010

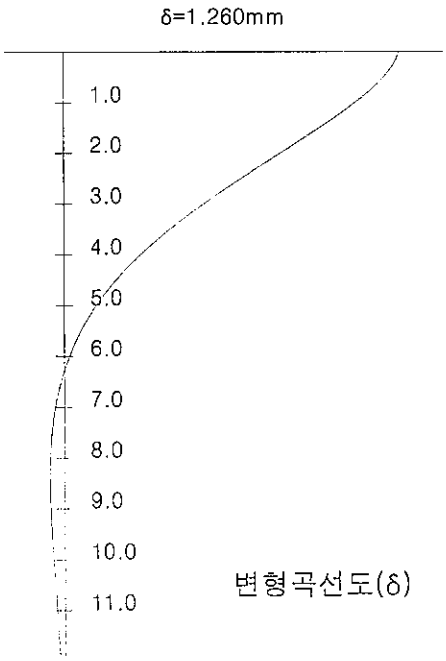
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

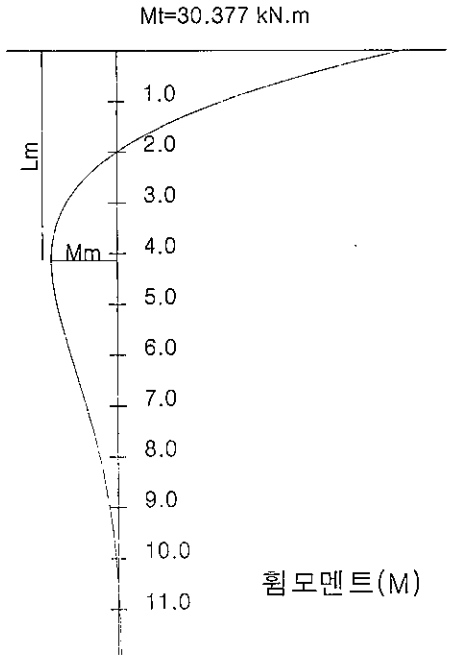
- 최대모멘트 및 깊이 : -7.023 kN.m, 4.134 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.260 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.260 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	30.377	-23.543	1.260	
0.793	14.503	-16.586	1.145	
1.587	3.801	-10.596	0.936	
2.380	-2.657	-5.908	0.700	
3.173	-5.924	-2.540	0.480	
3.967	-6.995	-0.338	0.296	
4.760	-6.705	0.935	0.156	
5.553	-5.692	1.526	0.058	
6.347	-4.404	1.663	-0.005	
7.140	-3.125	1.528	-0.039	
7.933	-2.015	1.258	-0.053	
8.727	-1.139	0.948	-0.054	
9.520	-0.506	0.655	-0.048	
10.313	-0.088	0.408	-0.038	
11.107	0.157	0.218	-0.028	
11.900	0.273	0.085	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : SV012

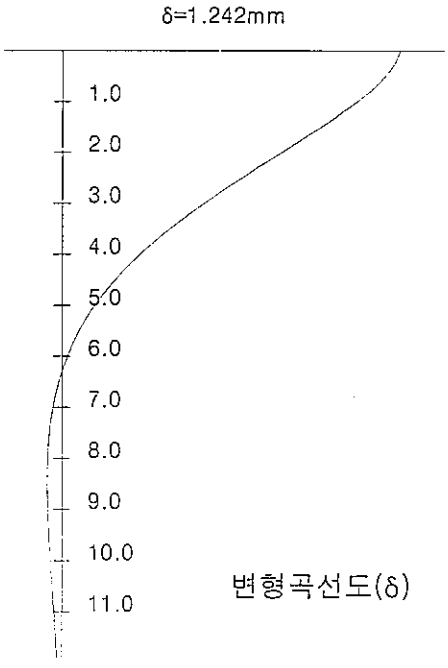
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

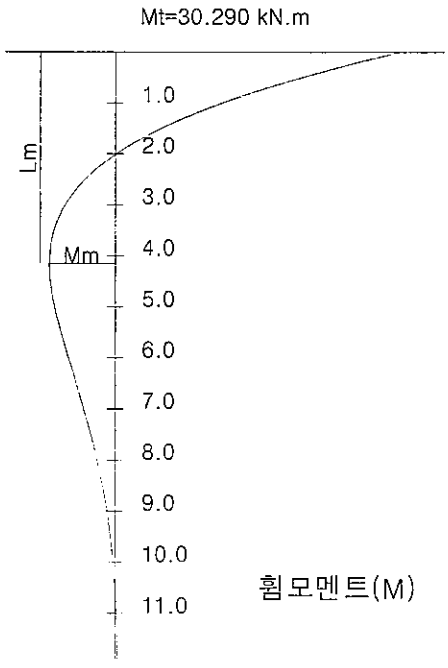
- 최대모멘트 및 깊이 : -6.921 kN.m, 4.149 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.242 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.242 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	30.290	-23.337	1.242	
0.793	14.542	-16.469	1.132	
1.587	3.905	-10.544	0.927	
2.380	-2.528	-5.898	0.695	
3.173	-5.799	-2.555	0.477	
3.967	-6.888	-0.365	0.295	
4.760	-6.622	0.904	0.156	
5.553	-5.632	1.498	0.058	
6.347	-4.365	1.639	-0.004	
7.140	-3.103	1.510	-0.038	
7.933	-2.005	1.246	-0.052	
8.727	-1.137	0.940	-0.053	
9.520	-0.508	0.650	-0.047	
10.313	-0.093	0.406	-0.038	
11.107	0.151	0.218	-0.028	
11.900	0.268	0.085	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SV022

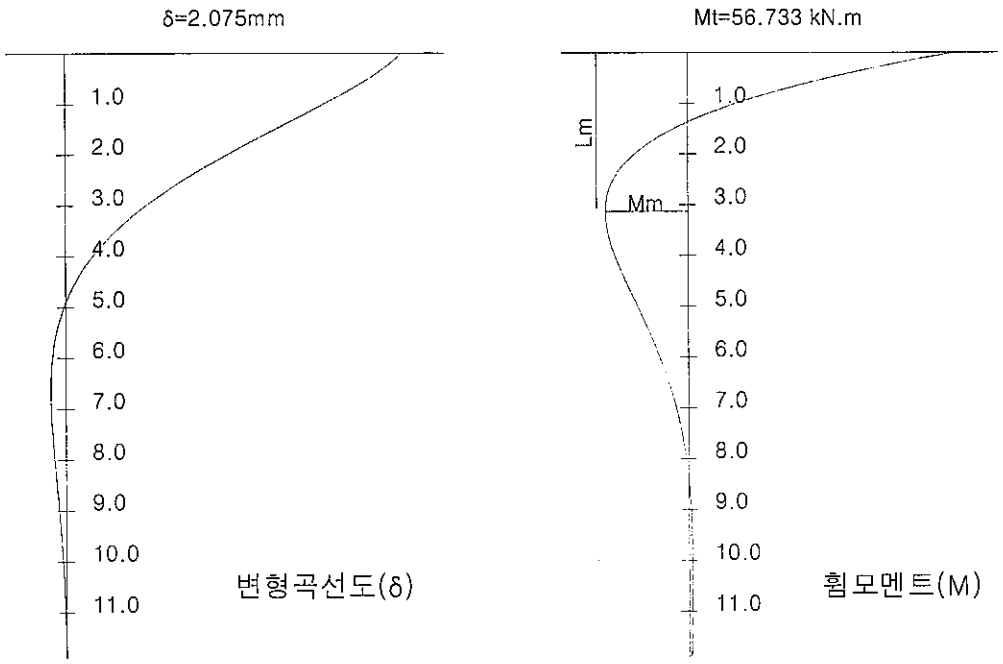
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.396 kN.m, 3.134 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.075 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.075 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	56.733	-61.435	2.075	
0.793	17.645	-37.844	1.720	
1.587	-4.741	-19.574	1.243	
2.380	-14.963	-7.128	0.790	
3.173	-17.391	0.265	0.428	
3.967	-15.545	3.868	0.175	
4.760	-11.913	4.970	0.019	
5.553	-8.035	4.644	-0.061	
6.347	-4.714	3.670	-0.090	
7.140	-2.249	2.547	-0.089	
7.933	-0.639	1.547	-0.072	
8.727	0.268	0.782	-0.052	
9.520	0.669	0.268	-0.032	
10.313	0.750	-0.033	-0.017	
11.107	0.658	-0.176	-0.007	
11.900	0.498	-0.215	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

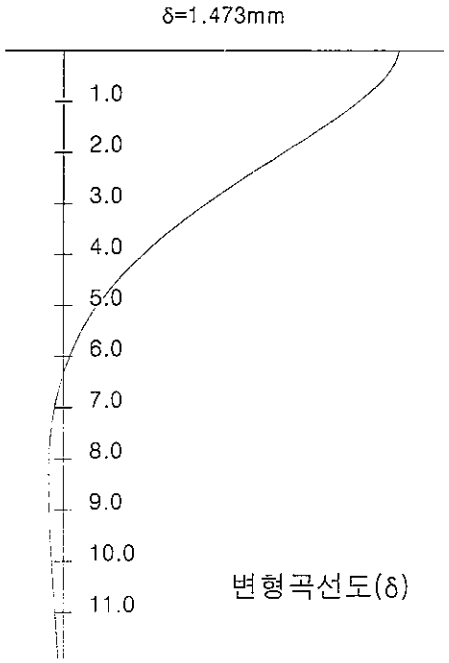
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

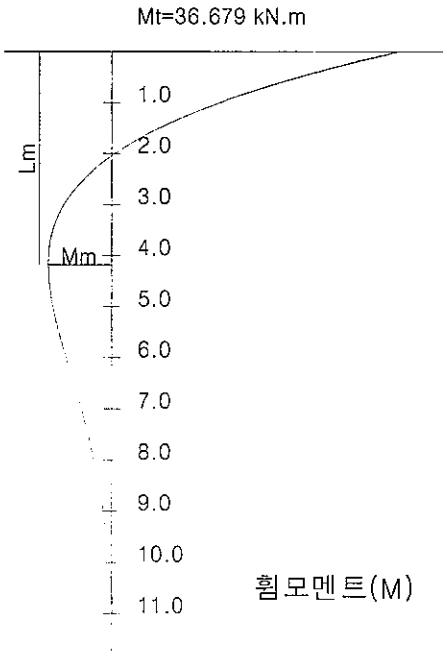
- 최대모멘트 및 깊이 : -8.199 kN.m, 4.178 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.473 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.473 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	36.679	-27.951	1.473	
0.793	17.790	-19.789	1.348	
1.587	4.987	-12.719	1.108	
2.380	-2.794	-7.158	0.833	
3.173	-6.782	-3.145	0.573	
3.967	-8.147	-0.505	0.356	
4.760	-7.875	1.033	0.189	
5.553	-6.723	1.760	0.072	
6.347	-5.226	1.942	-0.002	
7.140	-3.727	1.798	-0.044	
7.933	-2.417	1.489	-0.061	
8.727	-1.379	1.127	-0.063	
9.520	-0.624	0.782	-0.056	
10.313	-0.124	0.490	-0.045	
11.107	0.171	0.265	-0.033	
11.900	0.314	0.106	-0.023	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UL010

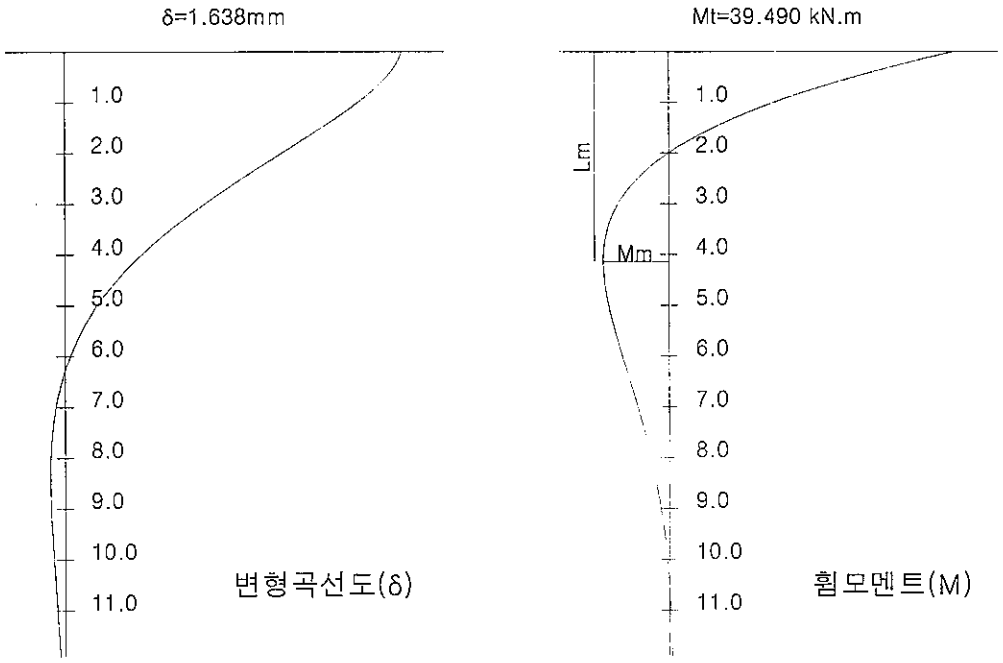
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.130 kN.m, 4.134 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.638 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.638 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.490	-30.606	1.638	
0.793	18.854	-21.562	1.489	
1.587	4.941	-13.775	1.217	
2.380	-3.454	-7.680	0.910	
3.173	-7.701	-3.302	0.624	
3.967	-9.094	-0.439	0.385	
4.760	-8.717	1.215	0.202	
5.553	-7.400	1.984	0.075	
6.347	-5.725	2.161	-0.006	
7.140	-4.063	1.986	-0.050	
7.933	-2.619	1.636	-0.069	
8.727	-1.481	1.233	-0.070	
9.520	-0.657	0.851	-0.062	
10.313	-0.114	0.530	-0.050	
11.107	0.204	0.284	-0.036	
11.900	0.355	0.110	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE012

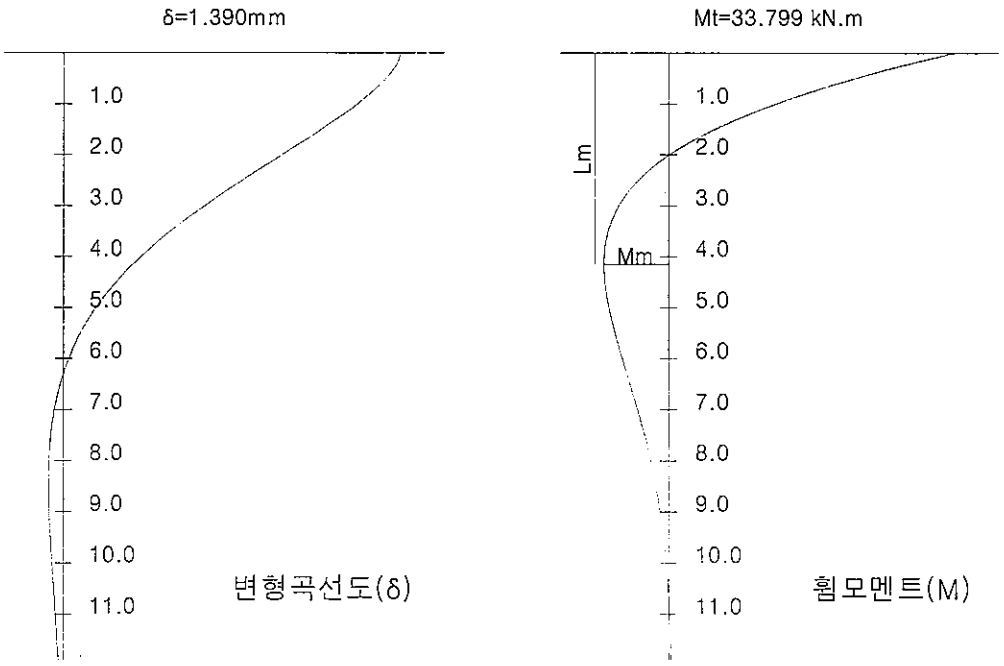
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -7.748 kN.m, 4.145 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.390 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.390 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	33.799	-26.083	1.390	
0.793	16.202	-18.398	1.266	
1.587	4.322	-11.772	1.036	
2.380	-2.858	-6.579	0.776	
3.173	-6.504	-2.844	0.533	
3.967	-7.713	-0.399	0.329	
4.760	-7.409	1.017	0.173	
5.553	-6.298	1.679	0.065	
6.347	-4.878	1.835	-0.004	
7.140	-3.467	1.689	-0.042	
7.933	-2.238	1.393	-0.058	
8.727	-1.268	1.051	-0.060	
9.520	-0.566	0.727	-0.053	
10.313	-0.102	0.453	-0.042	
11.107	0.170	0.243	-0.031	
11.900	0.300	0.095	-0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : UL022

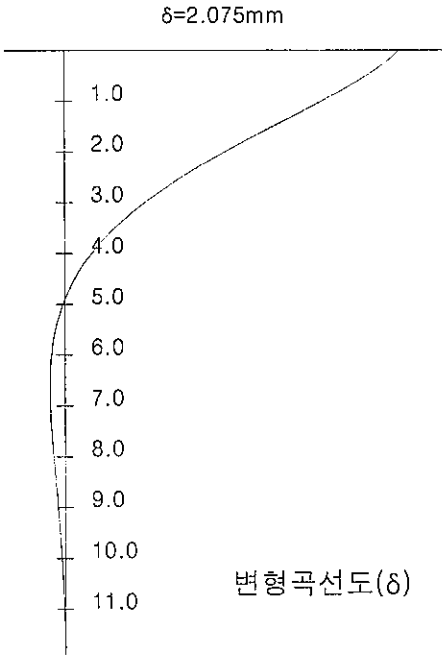
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

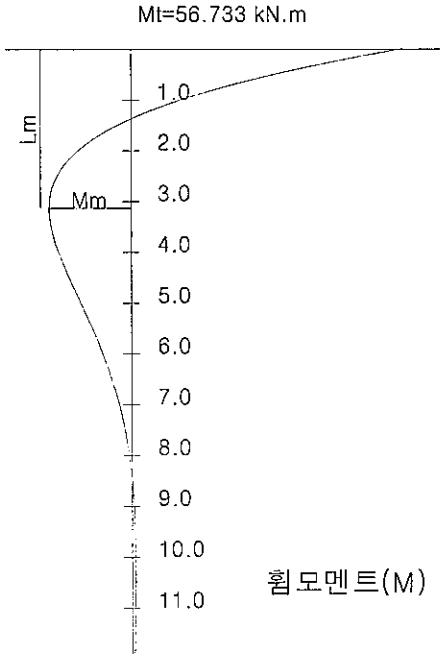
- 최대모멘트 및 깊이 : -17.396 kN.m, 3.134 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.075 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.075 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	56.733	-61.435	2.075	
0.793	17.645	-37.844	1.720	
1.587	-4.741	-19.574	1.243	
2.380	-14.963	-7.128	0.790	
3.173	-17.391	0.265	0.428	
3.967	-15.545	3.868	0.175	
4.760	-11.913	4.970	0.019	
5.553	-8.035	4.644	-0.061	
6.347	-4.714	3.670	-0.090	
7.140	-2.249	2.547	-0.089	
7.933	-0.639	1.547	-0.072	
8.727	0.268	0.782	-0.052	
9.520	0.669	0.268	-0.032	
10.313	0.750	-0.033	-0.017	
11.107	0.658	-0.176	-0.007	
11.900	0.498	-0.215	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10686611.8	10686611.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	66791323.5	66791323.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0024750	0.0019156	0.0000209	COMBO 1	0.0028439	0.0027186	0.0000104
COMBO 2	0.0023953	0.0019084	0.0000233	COMBO 2	0.0031139	0.0024809	0.0000303
COMBO 3	0.0023744	0.0017107	0.0000181	COMBO 3	0.0026538	0.0017244	0.0000218
COMBO 4	0.0035220	0.0016465	0.0002379	COMBO 4	0.0035220	0.0016465	0.0002379

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.522 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0024750	0.0019940	0.0000209	434.869	24.326	0.000
	2	0.0024750	0.0019678	0.0000209	429.170	24.326	0.000
	3	0.0024750	0.0019417	0.0000209	423.470	24.326	0.000
	4	0.0024750	0.0019156	0.0000209	417.771	24.326	0.000
	5	0.0024750	0.0018894	0.0000209	412.071	24.326	0.000
	6	0.0024750	0.0018633	0.0000209	406.372	24.326	0.000
	7	0.0024750	0.0018372	0.0000209	400.673	24.326	0.000
COMBO 2	1	0.0023953	0.0019958	0.0000233	435.282	23.543	0.000
	2	0.0023953	0.0019667	0.0000233	428.924	23.543	0.000
	3	0.0023953	0.0019375	0.0000233	422.566	23.543	0.000
	4	0.0023953	0.0019084	0.0000233	416.208	23.543	0.000
	5	0.0023953	0.0018792	0.0000233	409.850	23.543	0.000
	6	0.0023953	0.0018501	0.0000233	403.492	23.543	0.000
	7	0.0023953	0.0018209	0.0000233	397.134	23.543	0.000
COMBO 3	1	0.0023744	0.0017785	0.0000181	387.876	23.337	0.000
	2	0.0023744	0.0017559	0.0000181	382.947	23.337	0.000
	3	0.0023744	0.0017333	0.0000181	378.018	23.337	0.000
	4	0.0023744	0.0017107	0.0000181	373.089	23.337	0.000
	5	0.0023744	0.0016881	0.0000181	368.160	23.337	0.000
	6	0.0023744	0.0016655	0.0000181	363.231	23.337	0.000
	7	0.0023744	0.0016429	0.0000181	358.302	23.337	0.000
COMBO 4	1	0.0035220	0.0025385	0.0002379	553.633	61.435	0.000
	2	0.0035220	0.0022412	0.0002379	488.785	61.435	0.000
	3	0.0035220	0.0019438	0.0002379	423.938	61.435	0.000
	4	0.0035220	0.0016465	0.0002379	359.090	61.435	0.000
	5	0.0035220	0.0013492	0.0002379	294.242	61.435	0.000
	6	0.0035220	0.0010518	0.0002379	229.394	61.435	0.000
	7	0.0035220	0.0007545	0.0002379	164.547	61.435	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0028439	0.0027575	0.0000104	601.394	27.951	0.000
	2	0.0028439	0.0027445	0.0000104	598.563	27.951	0.000
	3	0.0028439	0.0027315	0.0000104	595.732	27.951	0.000
	4	0.0028439	0.0027186	0.0000104	592.900	27.951	0.000
	5	0.0028439	0.0027056	0.0000104	590.069	27.951	0.000
	6	0.0028439	0.0026926	0.0000104	587.238	27.951	0.000
	7	0.0028439	0.0026796	0.0000104	584.407	27.951	0.000
COMBO 2	1	0.0031139	0.0025946	0.0000303	565.866	30.606	0.000
	2	0.0031139	0.0025567	0.0000303	557.601	30.606	0.000
	3	0.0031139	0.0025188	0.0000303	549.336	30.606	0.000
	4	0.0031139	0.0024809	0.0000303	541.070	30.606	0.000
	5	0.0031139	0.0024430	0.0000303	532.805	30.606	0.000
	6	0.0031139	0.0024051	0.0000303	524.540	30.606	0.000
	7	0.0031139	0.0023672	0.0000303	516.274	30.606	0.000
COMBO 3	1	0.0026538	0.0018060	0.0000218	393.885	26.083	0.000
	2	0.0026538	0.0017788	0.0000218	387.954	26.083	0.000
	3	0.0026538	0.0017516	0.0000218	382.023	26.083	0.000
	4	0.0026538	0.0017244	0.0000218	376.092	26.083	0.000
	5	0.0026538	0.0016973	0.0000218	370.161	26.083	0.000
	6	0.0026538	0.0016701	0.0000218	364.230	26.083	0.000
	7	0.0026538	0.0016429	0.0000218	358.299	26.083	0.000
COMBO 4	1	0.0035220	0.0025385	0.0002379	553.633	61.435	0.000
	2	0.0035220	0.0022412	0.0002379	488.785	61.435	0.000
	3	0.0035220	0.0019438	0.0002379	423.938	61.435	0.000
	4	0.0035220	0.0016465	0.0002379	359.090	61.435	0.000
	5	0.0035220	0.0013492	0.0002379	294.242	61.435	0.000
	6	0.0035220	0.0010518	0.0002379	229.394	61.435	0.000
	7	0.0035220	0.0007545	0.0002379	164.547	61.435	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	434.869	24.326	0.000	7
	2	2.500	0	429.170	24.326	0.000	7
	3	1.250	0	423.470	24.326	0.000	7
	4	0.000	0	417.771	24.326	0.000	7
	5	-1.250	0	412.071	24.326	0.000	7
	6	-2.500	0	406.372	24.326	0.000	7
	7	-3.750	0	400.673	24.326	0.000	7
	계			20470.768	1191.961	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	435.282	23.543	0.000	7
	2	2.500	0	428.924	23.543	0.000	7
	3	1.250	0	422.566	23.543	0.000	7
	4	0.000	0	416.208	23.543	0.000	7
	5	-1.250	0	409.850	23.543	0.000	7
	6	-2.500	0	403.492	23.543	0.000	7
	7	-3.750	0	397.134	23.543	0.000	7
	계			20394.190	1153.598	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	387.876	23.337	0.000	7
	2	2.500	0	382.947	23.337	0.000	7
	3	1.250	0	378.018	23.337	0.000	7
	4	0.000	0	373.089	23.337	0.000	7
	5	-1.250	0	368.160	23.337	0.000	7
	6	-2.500	0	363.231	23.337	0.000	7
	7	-3.750	0	358.302	23.337	0.000	7
	계			18281.354	1143.506	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	553.633	61.435	0.000	7
	2	2.500	0	488.785	61.435	0.000	7
	3	1.250	0	423.938	61.435	0.000	7
	4	0.000	0	359.090	61.435	0.000	7
	5	-1.250	0	294.242	61.435	0.000	7
	6	-2.500	0	229.394	61.435	0.000	7
	7	-3.750	0	164.547	61.435	0.000	7
	계			17595.402	3010.313	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	601.394	27.951	0.000	7
	2	2.500	0	598.563	27.951	0.000	7
	3	1.250	0	595.732	27.951	0.000	7
	4	0.000	0	592.900	27.951	0.000	7
	5	-1.250	0	590.069	27.951	0.000	7
	6	-2.500	0	587.238	27.951	0.000	7
	7	-3.750	0	584.407	27.951	0.000	7
	계			29052.124	1369.617	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	565.866	30.606	0.000	7
	2	2.500	0	557.601	30.606	0.000	7
	3	1.250	0	549.336	30.606	0.000	7
	4	0.000	0	541.070	30.606	0.000	7
	5	-1.250	0	532.805	30.606	0.000	7
	6	-2.500	0	524.540	30.606	0.000	7
	7	-3.750	0	516.274	30.606	0.000	7
	계			26512.447	1499.677	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	393.885	26.083	0.000	7
	2	2.500	0	387.954	26.083	0.000	7
	3	1.250	0	382.023	26.083	0.000	7
	4	0.000	0	376.092	26.083	0.000	7
	5	-1.250	0	370.161	26.083	0.000	7
	6	-2.500	0	364.230	26.083	0.000	7
	7	-3.750	0	358.299	26.083	0.000	7
	계			18428.490	1278.055	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	553.633	61.435	0.000	7
	2	2.500	0	488.785	61.435	0.000	7
	3	1.250	0	423.938	61.435	0.000	7
	4	0.000	0	359.090	61.435	0.000	7
	5	-1.250	0	294.242	61.435	0.000	7
	6	-2.500	0	229.394	61.435	0.000	7
	7	-3.750	0	164.547	61.435	0.000	7
	계			17595.402	3010.313	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV008

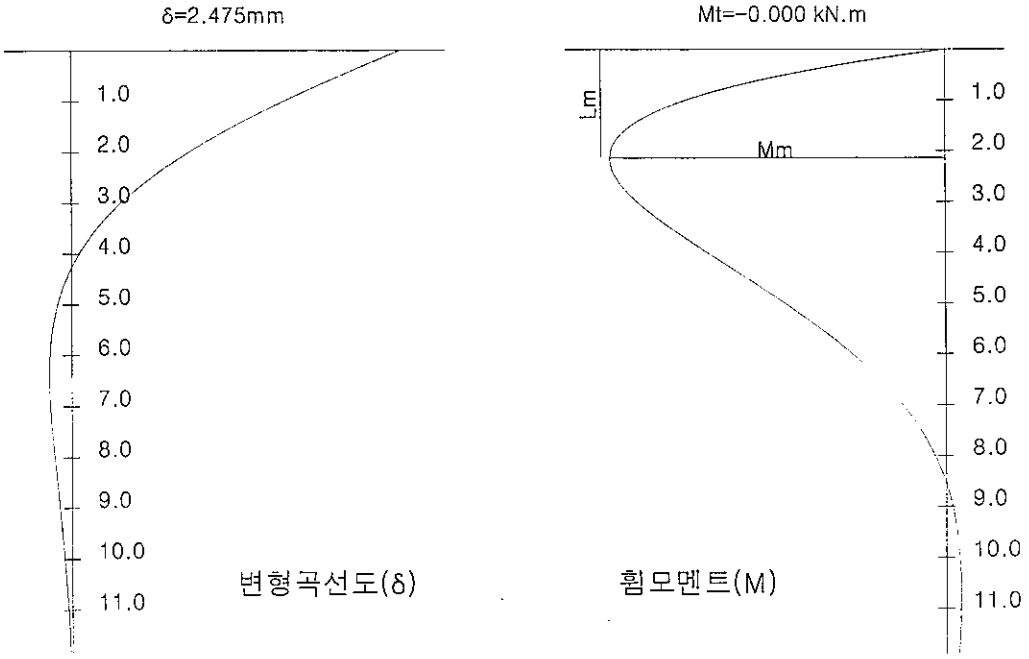
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.344 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.475 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.475 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-24.326	2.475	
0.793	-14.215	-12.185	1.771	
1.587	-20.346	-3.861	1.153	
2.380	-21.185	1.277	0.662	
3.173	-18.963	3.982	0.304	
3.967	-15.315	4.987	0.065	
4.760	-11.334	4.915	-0.076	
5.553	-7.673	4.250	-0.146	
6.347	-4.655	3.340	-0.166	
7.140	-2.379	2.407	-0.156	
7.933	-0.806	1.581	-0.131	
8.727	0.174	0.919	-0.100	
9.520	0.699	0.433	-0.070	
10.313	0.903	0.107	-0.045	
11.107	0.903	-0.089	-0.025	
11.900	0.788	-0.187	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV010

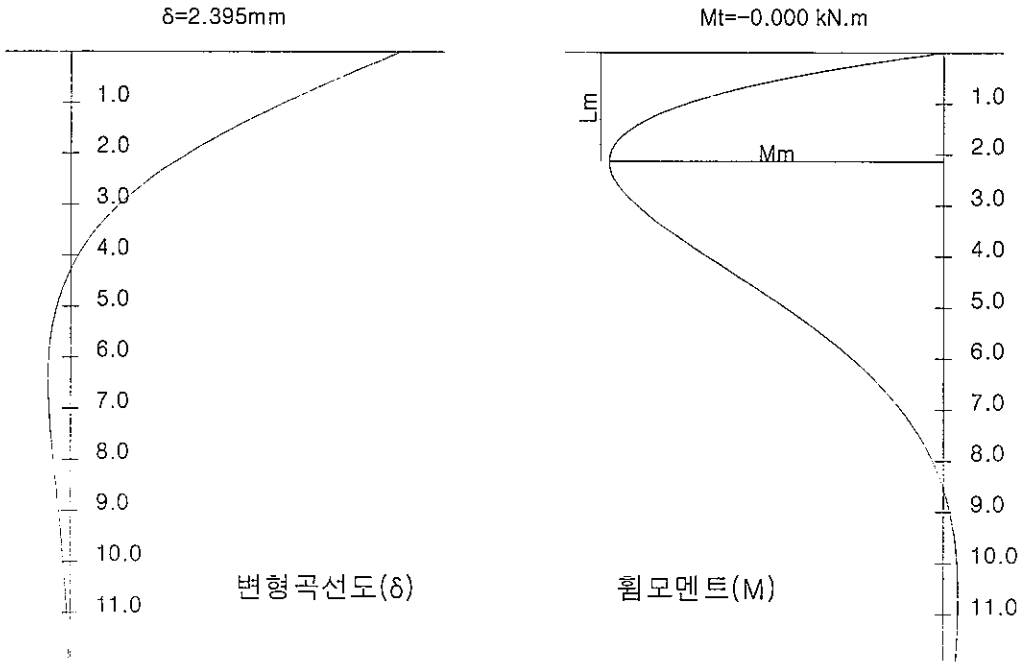
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.657 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.395 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.395 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-23.543	2.395	
0.793	-13.758	-11.793	1.714	
1.587	-19.691	-3.736	1.116	
2.380	-20.503	1.235	0.641	
3.173	-18.353	3.854	0.294	
3.967	-14.822	4.826	0.063	
4.760	-10.969	4.756	-0.074	
5.553	-7.426	4.113	-0.141	
6.347	-4.505	3.232	-0.160	
7.140	-2.302	2.330	-0.151	
7.933	-0.780	1.530	-0.127	
8.727	0.168	0.890	-0.097	
9.520	0.676	0.419	-0.068	
10.313	0.874	0.103	-0.043	
11.107	0.874	-0.086	-0.024	
11.900	0.762	-0.181	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SV012

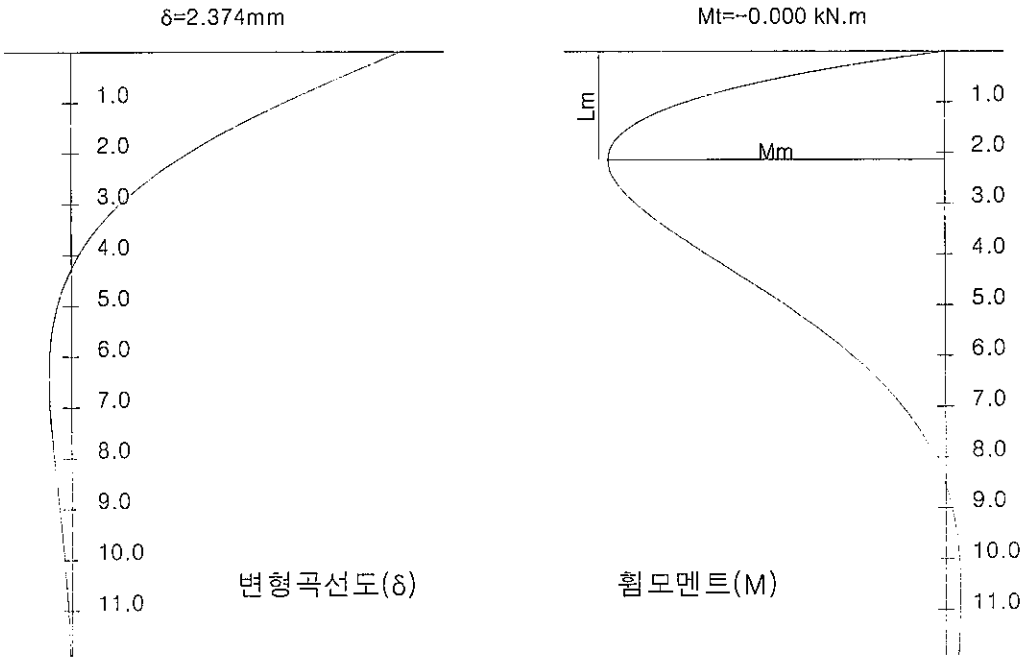
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -20.477 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.374 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.374 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-23.337	2.374	
0.793	-13.638	-11.690	1.699	
1.587	-19.519	-3.704	1.107	
2.380	-20.324	1.225	0.635	
3.173	-18.192	3.820	0.291	
3.967	-14.693	4.784	0.063	
4.760	-10.873	4.715	-0.073	
5.553	-7.361	4.077	-0.140	
6.347	-4.465	3.204	-0.159	
7.140	-2.282	2.309	-0.150	
7.933	-0.774	1.517	-0.125	
8.727	0.167	0.882	-0.096	
9.520	0.670	0.415	-0.067	
10.313	0.867	0.102	-0.043	
11.107	0.866	-0.085	-0.024	
11.900	0.756	-0.179	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

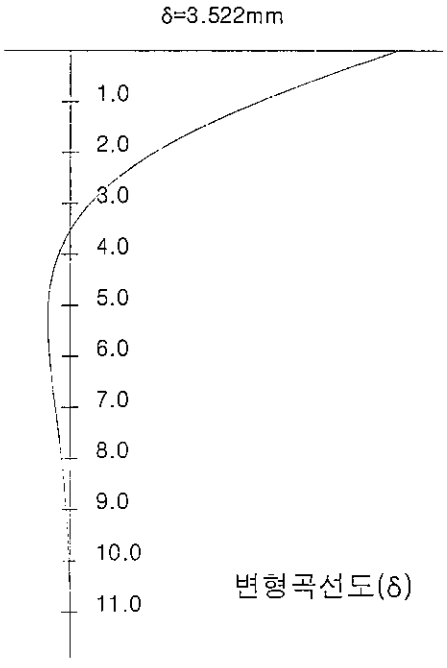
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

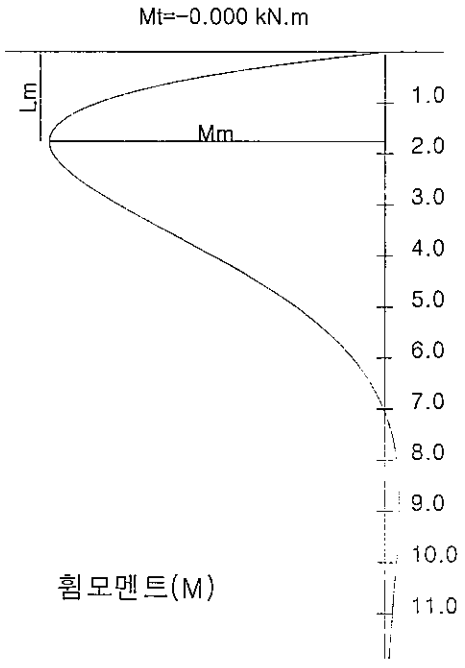
- 최대모멘트 및 깊이 : -44.523 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.522 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.522 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-61.435	3.522	
0.793	-33.539	-25.586	2.322	
1.587	-44.226	-3.409	1.323	
2.380	-41.761	8.136	0.599	
3.173	-33.235	12.412	0.136	
3.967	-23.208	12.350	-0.116	
4.760	-14.196	10.158	-0.220	
5.553	-7.261	7.298	-0.233	
6.347	-2.567	4.608	-0.199	
7.140	0.200	2.474	-0.147	
7.933	1.531	0.987	-0.096	
8.727	1.920	0.080	-0.054	
9.520	1.776	-0.381	-0.023	
10.313	1.394	-0.543	-0.004	
11.107	0.962	-0.527	0.006	
11.900	0.580	-0.427	0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

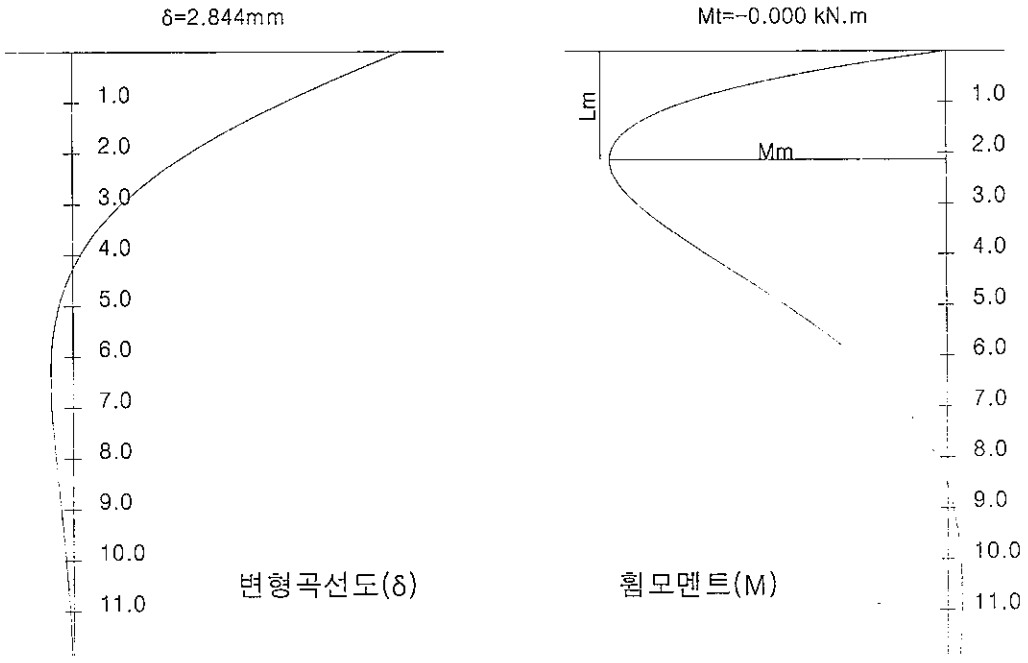
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -24.526 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.844 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.844 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-27.951	2.844	
0.793	-16.334	-14.001	2.035	
1.587	-23.378	-4.436	1.325	
2.380	-24.342	1.467	0.761	
3.173	-21.789	4.576	0.349	
3.967	-17.598	5.730	0.075	
4.760	-13.024	5.647	-0.088	
5.553	-8.816	4.884	-0.167	
6.347	-5.348	3.837	-0.190	
7.140	-2.733	2.766	-0.179	
7.933	-0.927	1.817	-0.150	
8.727	0.200	1.056	-0.115	
9.520	0.803	0.498	-0.081	
10.313	1.038	0.123	-0.051	
11.107	1.037	-0.102	-0.028	
11.900	0.905	-0.215	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : ULO10

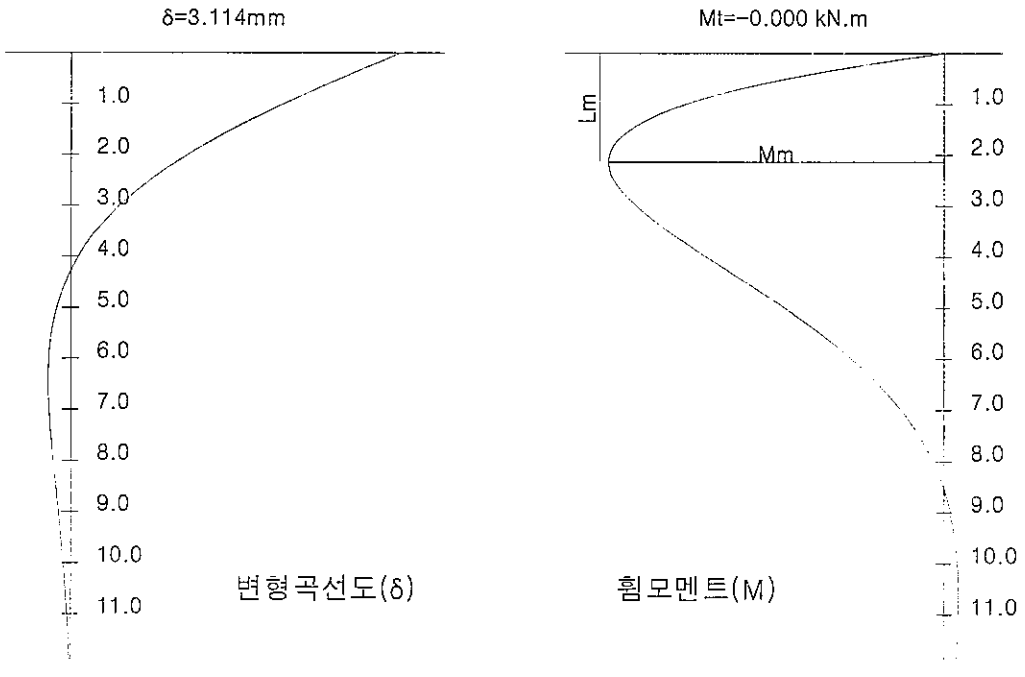
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.854 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.114 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.114 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-30.606	3.114	
0.793	-17.885	-15.331	2.228	
1.587	-25.598	-4.857	1.451	
2.380	-26.654	1.606	0.833	
3.173	-23.859	5.010	0.382	
3.967	-19.269	6.274	0.082	
4.760	-14.260	6.183	-0.096	
5.553	-9.654	5.347	-0.183	
6.347	-5.856	4.202	-0.209	
7.140	-2.993	3.029	-0.196	
7.933	-1.015	1.989	-0.164	
8.727	0.219	1.157	-0.126	
9.520	0.879	0.545	-0.088	
10.313	1.136	0.134	-0.056	
11.107	1.136	-0.112	-0.031	
11.900	0.991	-0.235	-0.013	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE012

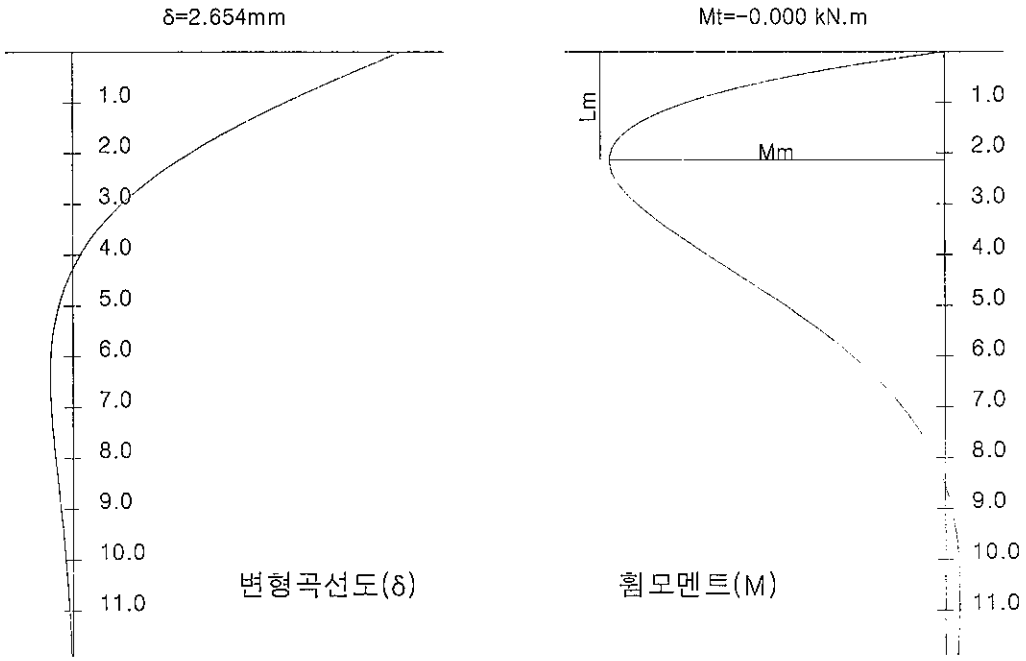
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.886 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.654 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.654 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.083	2.654	
0.793	-15.242	-13.065	1.899	
1.587	-21.815	-4.139	1.237	
2.380	-22.715	1.369	0.710	
3.173	-20.333	4.270	0.326	
3.967	-16.421	5.347	0.070	
4.760	-12.153	5.269	-0.082	
5.553	-8.227	4.557	-0.156	
6.347	-4.991	3.581	-0.178	
7.140	-2.551	2.581	-0.167	
7.933	-0.865	1.695	-0.140	
8.727	0.186	0.986	-0.107	
9.520	0.749	0.464	-0.075	
10.313	0.969	0.114	-0.048	
11.107	0.968	-0.096	-0.026	
11.900	0.845	-0.201	-0.011	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULO22

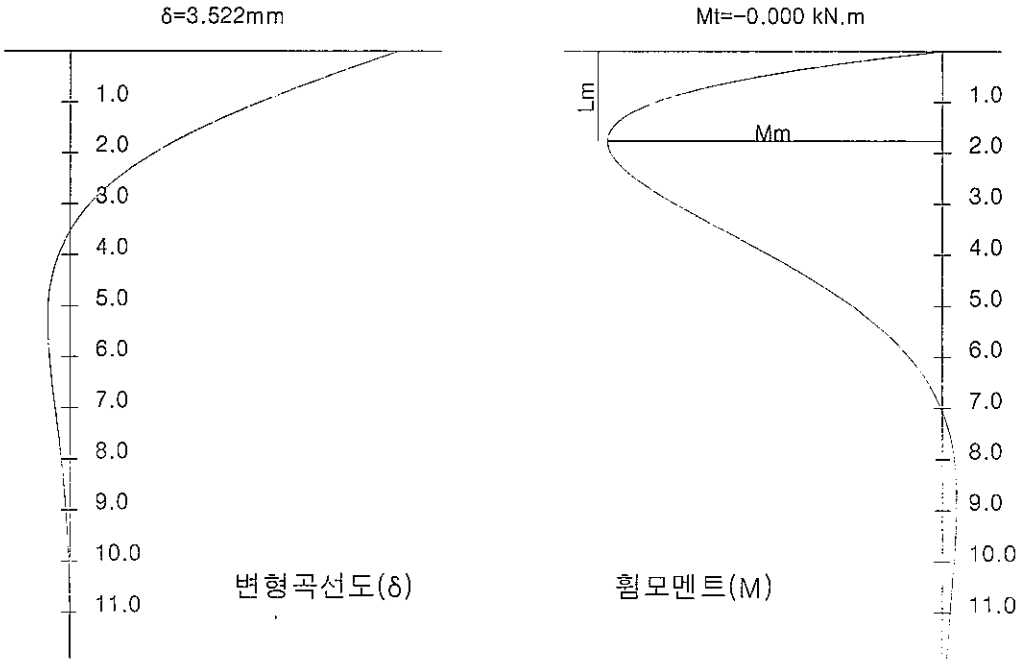
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.523 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.522 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.522 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-61.435	3.522	
0.793	-33.539	-25.586	2.322	
1.587	-44.226	-3.409	1.323	
2.380	-41.761	8.136	0.599	
3.173	-33.235	12.412	0.136	
3.967	-23.208	12.350	-0.116	
4.760	-14.196	10.158	-0.220	
5.553	-7.261	7.298	-0.233	
6.347	-2.567	4.608	-0.199	
7.140	0.200	2.474	-0.147	
7.933	1.531	0.987	-0.096	
8.727	1.920	0.080	-0.054	
9.520	1.776	-0.381	-0.023	
10.313	1.394	-0.543	-0.004	
11.107	0.962	-0.527	0.006	
11.900	0.580	-0.427	0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 838.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1257.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	2.150	20.000	67.539
1.571	10.000	사질토	8.500	20.000	267.035
1.571	10.000	사질토	1.250	20.000	39.275
1.571	10.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	373.850

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.4750 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 3.5220 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 11.900

= 18.842 kN

Pa1 = 1/3.0 x 373.850 + 18.842 = 143.459 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 373.850 + 18.842 = 205.767 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	453.769	381.772	838.000	143.459	O.K
	HINGE	434.869	400.673	838.000	143.459	O.K
COMBO 2	FIX	453.508	378.908	838.000	143.459	O.K
	HINGE	435.282	397.134	838.000	143.459	O.K
COMBO 3	FIX	406.050	340.128	838.000	143.459	O.K
	HINGE	387.876	358.302	838.000	143.459	O.K
COMBO 4	FIX	587.673	130.507	1257.000	205.767	O.K
	HINGE	553.633	164.547	1257.000	205.767	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 12.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.90/0.500 = 23.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	453.769	31.500	11.466	28.00	5.106	0.00	O.K
	HINGE	434.869	21.344	10.267	28.00	5.957	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	453.508	30.377	11.350	28.00	5.217	0.00	O.K
	HINGE	435.282	20.657	10.201	28.00	6.030	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	406.050	30.290	10.904	28.00	4.789	0.00	O.K
	HINGE	387.876	20.477	9.746	28.00	5.612	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	587.673	56.733	15.247	42.00	3.793	-5.00	O.K
	HINGE	553.633	44.523	13.701	42.00	4.712	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

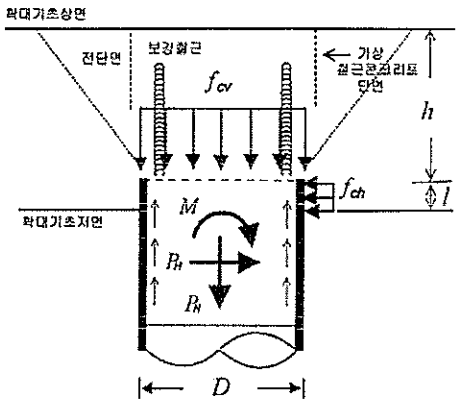
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	24.326	0.438	0.850	O.K
	HINGE	24.326	0.438	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	23.543	0.424	0.850	O.K
	HINGE	23.543	0.424	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	23.337	0.420	0.850	O.K
	HINGE	23.337	0.420	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	61.435	1.106	1.250	O.K
	HINGE	61.435	1.106	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 453769.2 / (π/4 x 500 ²)
= 2.311 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 587672.9 / (π/4 x 500 ²)
= 2.993 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 453769.2 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.032 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 587672.9 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.041 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 24325.735 / (500 x 100)
= 0.487 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 61434.965 / (500 x 100)
= 1.229 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

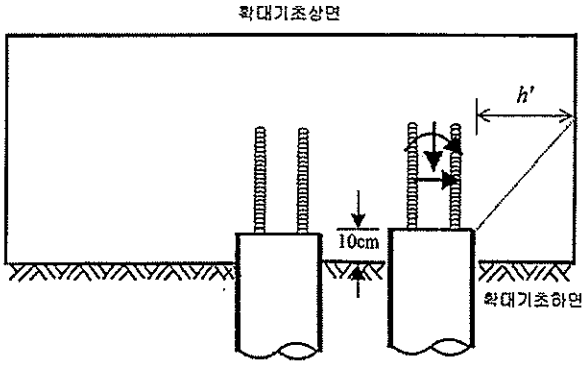
τh = 24325.735 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.041 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 61434.965 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.102 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi\left(0.85 f_{ck} A_1\right)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 623401.378 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 623401.378 N ∴ O.K

16. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	11.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa

콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa

유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa

콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2

환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4

환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3

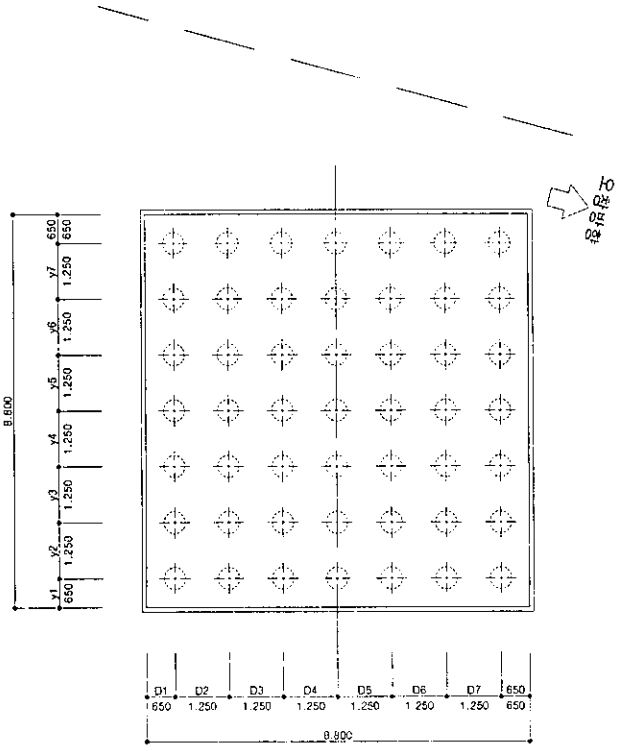
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	19795.747	770.381	2951.890	SV017
	COMBO 2	19711.092	1295.681	7097.293	SV020
	COMBO 3	17021.579	1235.368	6879.889	SV014
	COMBO 4	16799.431	1552.187	16308.427	SV022
계수하중	COMBO 1	28036.627	1413.654	6450.971	UL001
	COMBO 2	24638.865	1619.601	8871.616	UL020
	COMBO 3	16179.602	1335.708	7659.439	UE014
	COMBO 4	16799.431	1552.187	16308.427	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.598

Kv = a x Ap x Ep / L = 218094.118 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 11.9000 = 4.372 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 11.9000 = 5.294 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	4EI β^3	kN/m
K2	26749.559	39210.478	2EI β^2	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	2EI β^2	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	2EI β	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10686611.8	10686611.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	70358601.6	71110288.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0008792	0.0018524	0.0000583	COMBO 1	0.0016338	0.0026235	0.0001221
COMBO 2	0.0015210	0.0018445	0.0001292	COMBO 2	0.0019013	0.0023056	0.0001615
COMBO 3	0.0014524	0.0015928	0.0001248	COMBO 3	0.0015748	0.0015140	0.0001382
COMBO 4	0.0012023	0.0015720	0.0002618	COMBO 4	0.0012023	0.0015720	0.0002618

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.521 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0008792	0.0020711	0.0000583	451.703	15.722	-19.271
	2	0.0008792	0.0019982	0.0000583	435.800	15.722	-19.271
	3	0.0008792	0.0019253	0.0000583	419.898	15.722	-19.271
	4	0.0008792	0.0018524	0.0000583	403.995	15.722	-19.271
	5	0.0008792	0.0017795	0.0000583	388.092	15.722	-19.271
	6	0.0008792	0.0017066	0.0000583	372.189	15.722	-19.271
	7	0.0008792	0.0016336	0.0000583	356.287	15.722	-19.271
COMBO 2	1	0.0015210	0.0023290	0.0001292	507.941	26.442	-31.280
	2	0.0015210	0.0021675	0.0001292	472.716	26.442	-31.280
	3	0.0015210	0.0020060	0.0001292	437.492	26.442	-31.280
	4	0.0015210	0.0018445	0.0001292	402.267	26.442	-31.280
	5	0.0015210	0.0016830	0.0001292	367.043	26.442	-31.280
	6	0.0015210	0.0015214	0.0001292	331.818	26.442	-31.280
	7	0.0015210	0.0013599	0.0001292	296.594	26.442	-31.280
COMBO 3	1	0.0014524	0.0020609	0.0001248	449.481	25.212	-29.764
	2	0.0014524	0.0019049	0.0001248	415.447	25.212	-29.764
	3	0.0014524	0.0017488	0.0001248	381.413	25.212	-29.764
	4	0.0014524	0.0015928	0.0001248	347.379	25.212	-29.764
	5	0.0014524	0.0014367	0.0001248	313.345	25.212	-29.764
	6	0.0014524	0.0012807	0.0001248	279.311	25.212	-29.764
	7	0.0014524	0.0011246	0.0001248	245.277	25.212	-29.764
COMBO 4	1	0.0012023	0.0025538	0.0002618	556.980	31.677	-24.065
	2	0.0012023	0.0022266	0.0002618	485.602	31.677	-24.065
	3	0.0012023	0.0018993	0.0002618	414.224	31.677	-24.065
	4	0.0012023	0.0015720	0.0002618	342.846	31.677	-24.065
	5	0.0012023	0.0012447	0.0002618	271.467	31.677	-24.065
	6	0.0012023	0.0009174	0.0002618	200.089	31.677	-24.065
	7	0.0012023	0.0005902	0.0002618	128.711	31.677	-24.065

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0016338	0.0030815	0.0001221	672.056	28.850	-34.814
	2	0.0016338	0.0029288	0.0001221	638.763	28.850	-34.814
	3	0.0016338	0.0027762	0.0001221	605.469	28.850	-34.814
	4	0.0016338	0.0026235	0.0001221	572.176	28.850	-34.814
	5	0.0016338	0.0024709	0.0001221	538.883	28.850	-34.814
	6	0.0016338	0.0023182	0.0001221	505.590	28.850	-34.814
	7	0.0016338	0.0021656	0.0001221	472.296	28.850	-34.814
COMBO 2	1	0.0019013	0.0029112	0.0001615	634.926	33.053	-39.100
	2	0.0019013	0.0027094	0.0001615	590.895	33.053	-39.100
	3	0.0019013	0.0025075	0.0001615	546.865	33.053	-39.100
	4	0.0019013	0.0023056	0.0001615	502.834	33.053	-39.100
	5	0.0019013	0.0021037	0.0001615	458.803	33.053	-39.100
	6	0.0019013	0.0019018	0.0001615	414.773	33.053	-39.100
	7	0.0019013	0.0016999	0.0001615	370.742	33.053	-39.100
COMBO 3	1	0.0015748	0.0020323	0.0001382	443.223	27.259	-32.064
	2	0.0015748	0.0018595	0.0001382	405.548	27.259	-32.064
	3	0.0015748	0.0016868	0.0001382	367.872	27.259	-32.064
	4	0.0015748	0.0015140	0.0001382	330.196	27.259	-32.064
	5	0.0015748	0.0013413	0.0001382	292.520	27.259	-32.064
	6	0.0015748	0.0011685	0.0001382	254.844	27.259	-32.064
	7	0.0015748	0.0009958	0.0001382	217.169	27.259	-32.064
COMBO 4	1	0.0012023	0.0025538	0.0002618	556.980	31.677	-24.065
	2	0.0012023	0.0022266	0.0002618	485.602	31.677	-24.065
	3	0.0012023	0.0018993	0.0002618	414.224	31.677	-24.065
	4	0.0012023	0.0015720	0.0002618	342.846	31.677	-24.065
	5	0.0012023	0.0012447	0.0002618	271.467	31.677	-24.065
	6	0.0012023	0.0009174	0.0002618	200.089	31.677	-24.065
	7	0.0012023	0.0005902	0.0002618	128.711	31.677	-24.065

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	451.703	15.722	-19.271	7
	2	2.500	0	435.800	15.722	-19.271	7
	3	1.250	0	419.898	15.722	-19.271	7
	4	0.000	0	403.995	15.722	-19.271	7
	5	-1.250	0	388.092	15.722	-19.271	7
	6	-2.500	0	372.189	15.722	-19.271	7
	7	-3.750	0	356.287	15.722	-19.271	7
	계			19795.747	770.381	2951.890	49
COMBO 2	1	3.750	0	507.941	26.442	-31.280	7
	2	2.500	0	472.716	26.442	-31.280	7
	3	1.250	0	437.492	26.442	-31.280	7
	4	0.000	0	402.267	26.442	-31.280	7
	5	-1.250	0	367.043	26.442	-31.280	7
	6	-2.500	0	331.818	26.442	-31.280	7
	7	-3.750	0	296.594	26.442	-31.280	7
	계			19711.092	1295.681	7097.293	49
COMBO 3	1	3.750	0	449.481	25.212	-29.764	7
	2	2.500	0	415.447	25.212	-29.764	7
	3	1.250	0	381.413	25.212	-29.764	7
	4	0.000	0	347.379	25.212	-29.764	7
	5	-1.250	0	313.345	25.212	-29.764	7
	6	-2.500	0	279.311	25.212	-29.764	7
	7	-3.750	0	245.277	25.212	-29.764	7
	계			17021.579	1235.368	6879.889	49
COMBO 4	1	3.750	0	556.980	31.677	-24.065	7
	2	2.500	0	485.602	31.677	-24.065	7
	3	1.250	0	414.224	31.677	-24.065	7
	4	0.000	0	342.846	31.677	-24.065	7
	5	-1.250	0	271.467	31.677	-24.065	7
	6	-2.500	0	200.089	31.677	-24.065	7
	7	-3.750	0	128.711	31.677	-24.065	7
	계			16799.431	1552.187	16308.427	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	672.056	28.850	-34.814	7
	2	2.500	0	638.763	28.850	-34.814	7
	3	1.250	0	605.469	28.850	-34.814	7
	4	0.000	0	572.176	28.850	-34.814	7
	5	-1.250	0	538.883	28.850	-34.814	7
	6	-2.500	0	505.590	28.850	-34.814	7
	7	-3.750	0	472.296	28.850	-34.814	7
	계			28036.627	1413.654	6450.971	49
COMBO 2	1	3.750	0	634.926	33.053	-39.100	7
	2	2.500	0	590.895	33.053	-39.100	7
	3	1.250	0	546.865	33.053	-39.100	7
	4	0.000	0	502.834	33.053	-39.100	7
	5	-1.250	0	458.803	33.053	-39.100	7
	6	-2.500	0	414.773	33.053	-39.100	7
	7	-3.750	0	370.742	33.053	-39.100	7
	계			24638.865	1619.601	8871.616	49
COMBO 3	1	3.750	0	443.223	27.259	-32.064	7
	2	2.500	0	405.548	27.259	-32.064	7
	3	1.250	0	367.872	27.259	-32.064	7
	4	0.000	0	330.196	27.259	-32.064	7
	5	-1.250	0	292.520	27.259	-32.064	7
	6	-2.500	0	254.844	27.259	-32.064	7
	7	-3.750	0	217.169	27.259	-32.064	7
	계			16179.602	1335.708	7659.439	49
COMBO 4	1	3.750	0	556.980	31.677	-24.065	7
	2	2.500	0	485.602	31.677	-24.065	7
	3	1.250	0	414.224	31.677	-24.065	7
	4	0.000	0	342.846	31.677	-24.065	7
	5	-1.250	0	271.467	31.677	-24.065	7
	6	-2.500	0	200.089	31.677	-24.065	7
	7	-3.750	0	128.711	31.677	-24.065	7
	계			16799.431	1552.187	16308.427	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV017

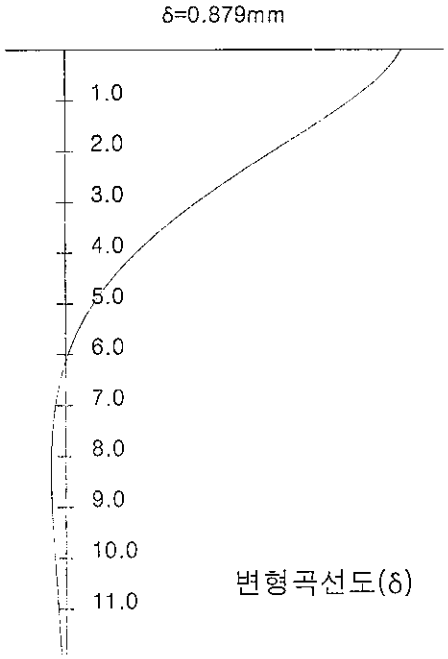
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

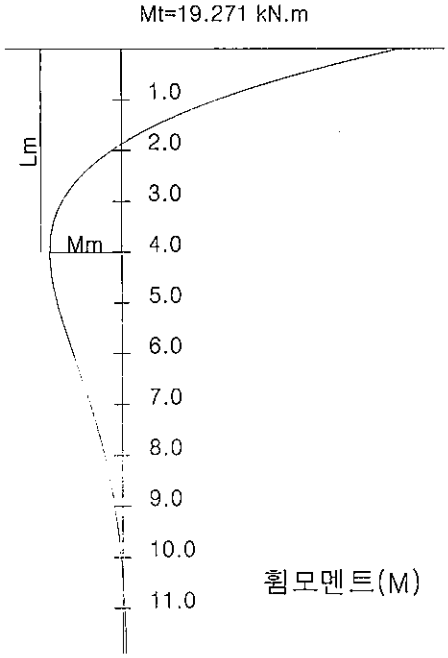
- 최대모멘트 및 깊이 : -4.934 kN.m, 4.006 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.879 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.879 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.271	-15.722	0.879	
0.793	8.741	-10.916	0.784	
1.587	1.753	-6.847	0.631	
2.380	-2.370	-3.706	0.466	
3.173	-4.371	-1.483	0.314	
3.967	-4.933	-0.053	0.190	
4.760	-4.620	0.752	0.096	
5.553	-3.859	1.106	0.032	
6.347	-2.944	1.163	-0.008	
7.140	-2.060	1.047	-0.030	
7.933	-1.304	0.849	-0.038	
8.727	-0.717	0.631	-0.037	
9.520	-0.298	0.429	-0.033	
10.313	-0.027	0.262	-0.026	
11.107	0.128	0.135	-0.019	
11.900	0.199	0.048	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SV020

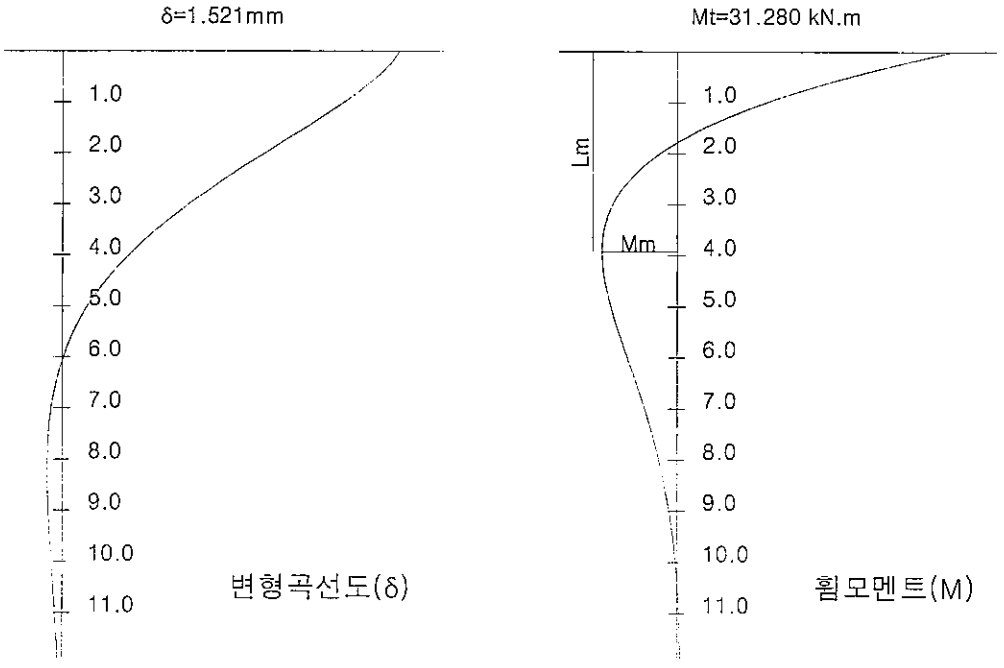
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.591 kN.m, 3.921 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.521 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.521 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	31.280	-26.442	1.521	
0.793	13.648	-18.181	1.340	
1.587	2.073	-11.261	1.068	
2.380	-4.651	-5.968	0.781	
3.173	-7.815	-2.255	0.522	
3.967	-8.588	0.103	0.311	
4.760	-7.930	1.407	0.153	
5.553	-6.555	1.956	0.046	
6.347	-4.956	2.014	-0.020	
7.140	-3.433	1.791	-0.054	
7.933	-2.148	1.439	-0.066	
8.727	-1.157	1.060	-0.065	
9.520	-0.458	0.713	-0.055	
10.313	-0.009	0.430	-0.043	
11.107	0.243	0.217	-0.031	
11.900	0.352	0.070	-0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : SV014

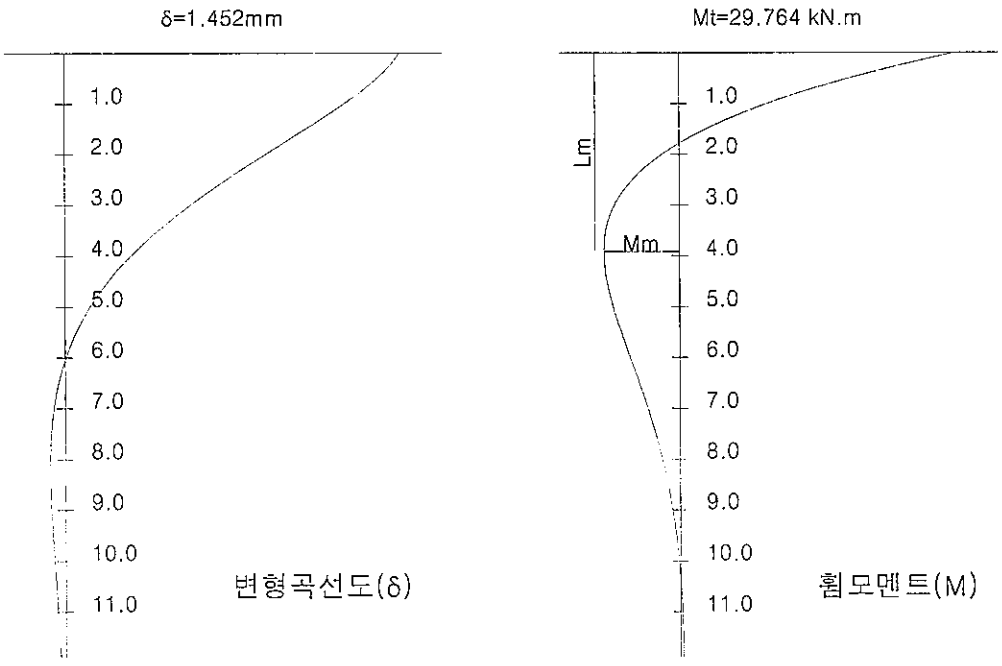
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.207 kN.m, 3.917 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.452 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.452 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	29.764	-25.212	1.452	
0.793	12.957	-17.325	1.278	
1.587	1.930	-10.723	1.019	
2.380	-4.470	-5.676	0.745	
3.173	-7.476	-2.138	0.497	
3.967	-8.204	0.109	0.296	
4.760	-7.569	1.349	0.146	
5.553	-6.254	1.870	0.044	
6.347	-4.725	1.923	-0.019	
7.140	-3.272	1.709	-0.052	
7.933	-2.045	1.372	-0.063	
8.727	-1.101	1.010	-0.062	
9.520	-0.434	0.680	-0.053	
10.313	-0.006	0.409	-0.041	
11.107	0.233	0.206	-0.030	
11.900	0.337	0.066	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SV022

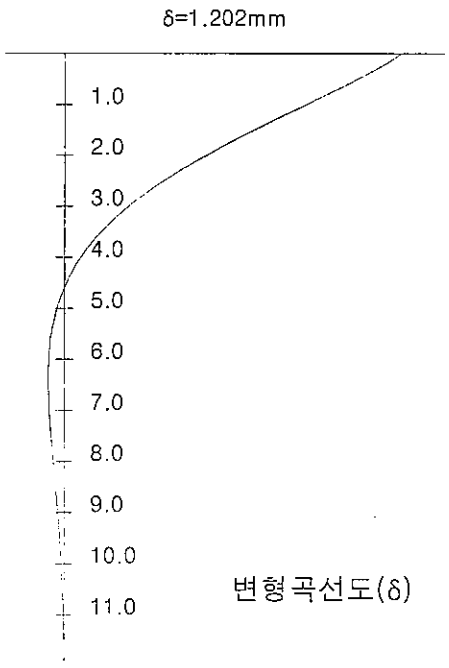
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

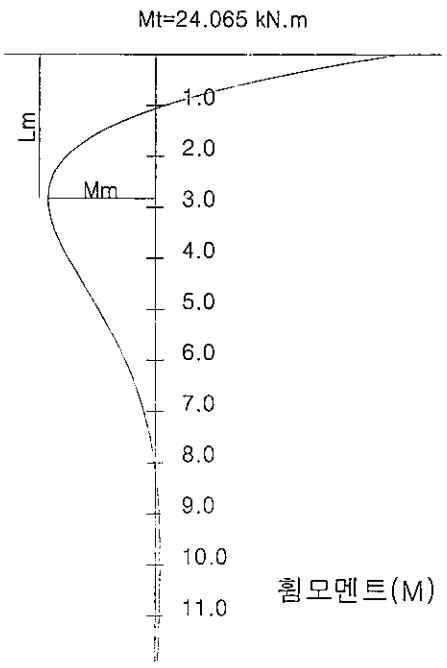
- 최대모멘트 및 깊이 : -10.644 kN.m, 2.827 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.202 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.202 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.065	-31.677	1.202	
0.793	4.418	-18.393	0.942	
1.587	-6.055	-8.615	0.648	
2.380	-10.166	-2.279	0.390	
3.173	-10.416	1.247	0.194	
3.967	-8.716	2.770	0.063	
4.760	-6.351	3.037	-0.012	
5.553	-4.072	2.637	-0.047	
6.347	-2.234	1.978	-0.056	
7.140	-0.936	1.307	-0.051	
7.933	-0.131	0.746	-0.039	
8.727	0.289	0.339	-0.027	
9.520	0.446	0.079	-0.016	
10.313	0.446	-0.064	-0.008	
11.107	0.367	-0.123	-0.002	
11.900	0.264	-0.130	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

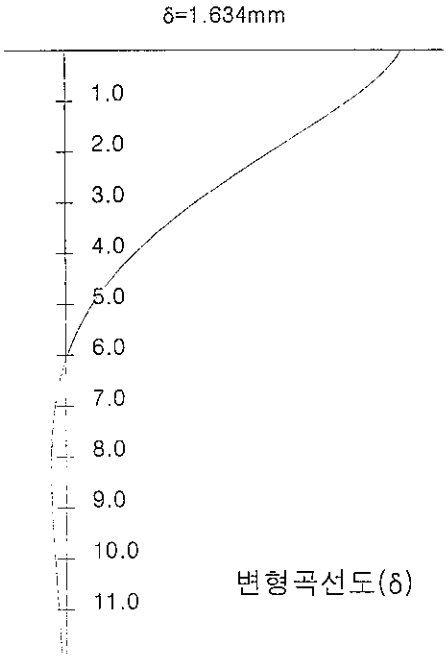
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

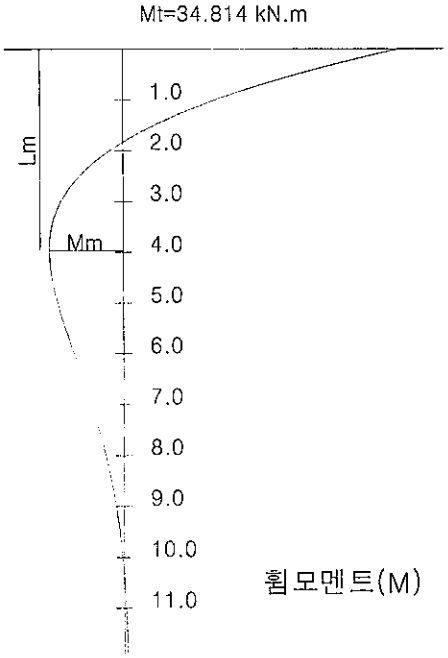
- 최대모멘트 및 깊이 : -9.194 kN.m, 3.968 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.634 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.634 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	34.814	-28.850	1.634	
0.793	15.530	-19.944	1.449	
1.587	2.793	-12.441	1.161	
2.380	-4.672	-6.672	0.854	
3.173	-8.246	-2.605	0.573	
3.967	-9.194	-0.004	0.344	
4.760	-8.556	1.449	0.172	
5.553	-7.113	2.076	0.055	
6.347	-5.405	2.162	-0.018	
7.140	-3.765	1.936	-0.056	
7.933	-2.371	1.564	-0.070	
8.727	-1.292	1.157	-0.069	
9.520	-0.526	0.784	-0.060	
10.313	-0.031	0.476	-0.047	
11.107	0.249	0.243	-0.034	
11.900	0.374	0.083	-0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : UL020

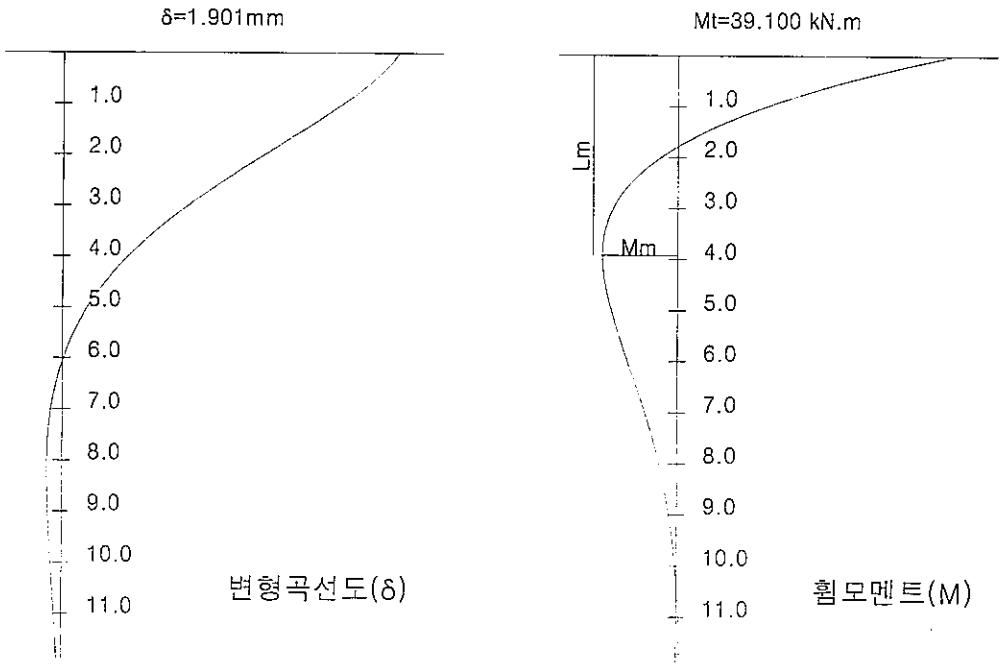
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.738 kN.m, 3.921 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.901 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.901 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.100	-33.053	1.901	
0.793	17.061	-22.726	1.674	
1.587	2.592	-14.076	1.335	
2.380	-5.814	-7.460	0.976	
3.173	-9.769	-2.819	0.652	
3.967	-10.736	0.129	0.388	
4.760	-9.912	1.759	0.192	
5.553	-8.194	2.445	0.058	
6.347	-6.195	2.518	-0.025	
7.140	-4.292	2.239	-0.067	
7.933	-2.685	1.799	-0.083	
8.727	-1.447	1.325	-0.081	
9.520	-0.572	0.892	-0.069	
10.313	-0.011	0.537	-0.054	
11.107	0.304	0.271	-0.039	
11.900	0.441	0.088	-0.025	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE014

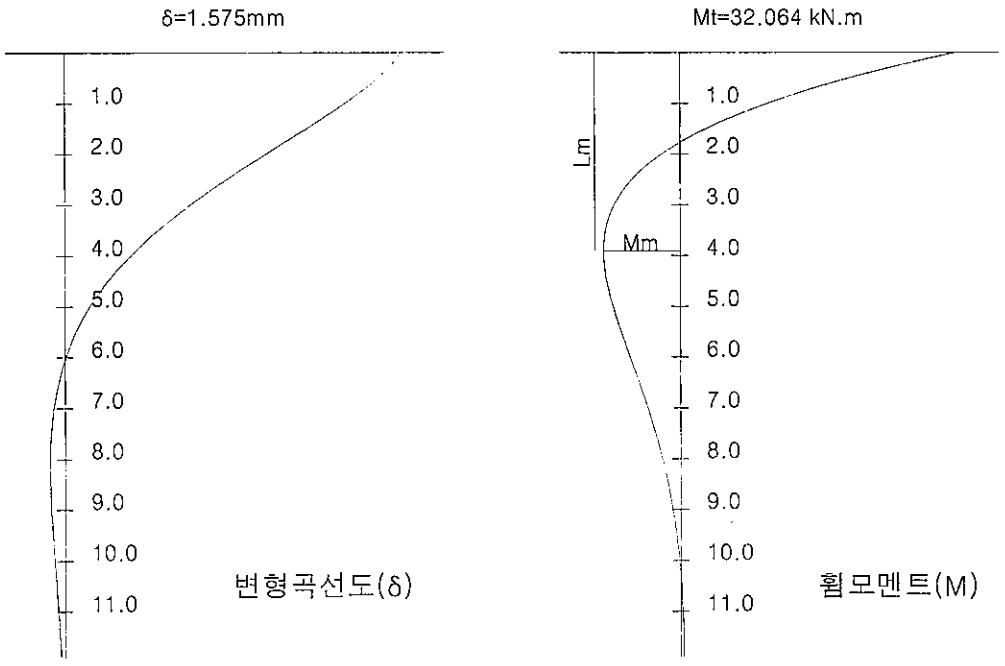
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.905 kN.m, 3.908 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.575 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.575 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	32.064	-27.259	1.575	
0.793	13.901	-18.714	1.384	
1.587	1.997	-11.567	1.102	
2.380	-4.902	-6.109	0.805	
3.173	-8.131	-2.287	0.537	
3.967	-8.901	0.138	0.319	
4.760	-8.200	1.473	0.157	
5.553	-6.768	2.032	0.046	
6.347	-5.109	2.086	-0.021	
7.140	-3.535	1.851	-0.056	
7.933	-2.207	1.485	-0.069	
8.727	-1.185	1.092	-0.067	
9.520	-0.465	0.734	-0.057	
10.313	-0.003	0.441	-0.045	
11.107	0.255	0.221	-0.032	
11.900	0.366	0.071	-0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULO22

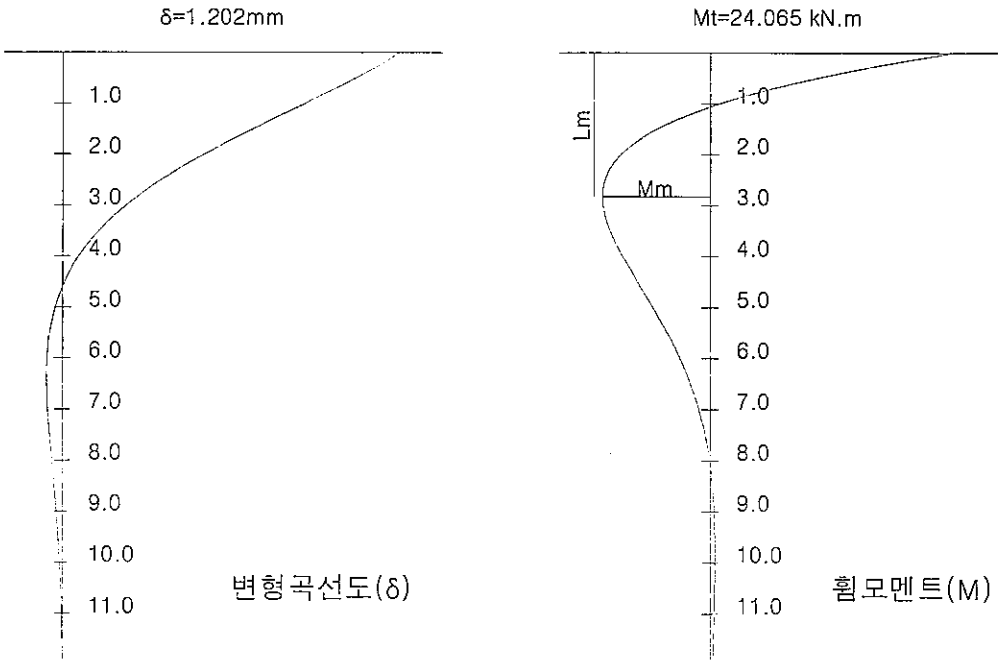
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.644 kN.m, 2.827 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.202 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.202 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.065	-31.677	1.202	
0.793	4.418	-18.393	0.942	
1.587	-6.055	-8.615	0.648	
2.380	-10.166	-2.279	0.390	
3.173	-10.416	1.247	0.194	
3.967	-8.716	2.770	0.063	
4.760	-6.351	3.037	-0.012	
5.553	-4.072	2.637	-0.047	
6.347	-2.234	1.978	-0.056	
7.140	-0.936	1.307	-0.051	
7.933	-0.131	0.746	-0.039	
8.727	0.289	0.339	-0.027	
9.520	0.446	0.079	-0.016	
10.313	0.446	-0.064	-0.008	
11.107	0.367	-0.123	-0.002	
11.900	0.264	-0.130	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10686611.8	10686611.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	66791323.5	66791323.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0015996	0.0018524	0.0000442	COMBO 1	0.0029353	0.0026235	0.0000966
COMBO 2	0.0026904	0.0018445	0.0001063	COMBO 2	0.0033629	0.0023056	0.0001328
COMBO 3	0.0025651	0.0015928	0.0001030	COMBO 3	0.0027735	0.0015140	0.0001147
COMBO 4	0.0018160	0.0015720	0.0002442	COMBO 4	0.0018160	0.0015720	0.0002442

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.690 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0015996	0.0020181	0.0000442	440.140	15.722	0.000
	2	0.0015996	0.0019629	0.0000442	428.092	15.722	0.000
	3	0.0015996	0.0019076	0.0000442	416.043	15.722	0.000
	4	0.0015996	0.0018524	0.0000442	403.995	15.722	0.000
	5	0.0015996	0.0017971	0.0000442	391.946	15.722	0.000
	6	0.0015996	0.0017419	0.0000442	379.898	15.722	0.000
	7	0.0015996	0.0016867	0.0000442	367.849	15.722	0.000
COMBO 2	1	0.0026904	0.0022429	0.0001063	489.173	26.442	0.000
	2	0.0026904	0.0021101	0.0001063	460.204	26.442	0.000
	3	0.0026904	0.0019773	0.0001063	431.236	26.442	0.000
	4	0.0026904	0.0018445	0.0001063	402.267	26.442	0.000
	5	0.0026904	0.0017116	0.0001063	373.299	26.442	0.000
	6	0.0026904	0.0015788	0.0001063	344.330	26.442	0.000
	7	0.0026904	0.0014460	0.0001063	315.362	26.442	0.000
COMBO 3	1	0.0025651	0.0019791	0.0001030	431.623	25.212	0.000
	2	0.0025651	0.0018503	0.0001030	403.542	25.212	0.000
	3	0.0025651	0.0017216	0.0001030	375.460	25.212	0.000
	4	0.0025651	0.0015928	0.0001030	347.379	25.212	0.000
	5	0.0025651	0.0014640	0.0001030	319.298	25.212	0.000
	6	0.0025651	0.0013353	0.0001030	291.217	25.212	0.000
	7	0.0025651	0.0012065	0.0001030	263.136	25.212	0.000
COMBO 4	1	0.0018160	0.0024876	0.0002442	542.541	31.677	0.000
	2	0.0018160	0.0021824	0.0002442	475.976	31.677	0.000
	3	0.0018160	0.0018772	0.0002442	409.411	31.677	0.000
	4	0.0018160	0.0015720	0.0002442	342.846	31.677	0.000
	5	0.0018160	0.0012668	0.0002442	276.281	31.677	0.000
	6	0.0018160	0.0009616	0.0002442	209.716	31.677	0.000
	7	0.0018160	0.0006564	0.0002442	143.151	31.677	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0029353	0.0029857	0.0000966	651.168	28.850	0.000
	2	0.0029353	0.0028650	0.0000966	624.837	28.850	0.000
	3	0.0029353	0.0027443	0.0000966	598.507	28.850	0.000
	4	0.0029353	0.0026235	0.0000966	572.176	28.850	0.000
	5	0.0029353	0.0025028	0.0000966	545.846	28.850	0.000
	6	0.0029353	0.0023821	0.0000966	519.515	28.850	0.000
	7	0.0029353	0.0022613	0.0000966	493.185	28.850	0.000
COMBO 2	1	0.0033629	0.0028037	0.0001328	611.466	33.053	0.000
	2	0.0033629	0.0026376	0.0001328	575.255	33.053	0.000
	3	0.0033629	0.0024716	0.0001328	539.045	33.053	0.000
	4	0.0033629	0.0023056	0.0001328	502.834	33.053	0.000
	5	0.0033629	0.0021396	0.0001328	466.623	33.053	0.000
	6	0.0033629	0.0019735	0.0001328	430.413	33.053	0.000
	7	0.0033629	0.0018075	0.0001328	394.202	33.053	0.000
COMBO 3	1	0.0027735	0.0019440	0.0001147	423.985	27.259	0.000
	2	0.0027735	0.0018007	0.0001147	392.722	27.259	0.000
	3	0.0027735	0.0016574	0.0001147	361.459	27.259	0.000
	4	0.0027735	0.0015140	0.0001147	330.196	27.259	0.000
	5	0.0027735	0.0013707	0.0001147	298.933	27.259	0.000
	6	0.0027735	0.0012273	0.0001147	267.670	27.259	0.000
	7	0.0027735	0.0010840	0.0001147	236.407	27.259	0.000
COMBO 4	1	0.0018160	0.0024876	0.0002442	542.541	31.677	0.000
	2	0.0018160	0.0021824	0.0002442	475.976	31.677	0.000
	3	0.0018160	0.0018772	0.0002442	409.411	31.677	0.000
	4	0.0018160	0.0015720	0.0002442	342.846	31.677	0.000
	5	0.0018160	0.0012668	0.0002442	276.281	31.677	0.000
	6	0.0018160	0.0009616	0.0002442	209.716	31.677	0.000
	7	0.0018160	0.0006564	0.0002442	143.151	31.677	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	440.140	15.722	0.000	7
	2	2.500	0	428.092	15.722	0.000	7
	3	1.250	0	416.043	15.722	0.000	7
	4	0.000	0	403.995	15.722	0.000	7
	5	-1.250	0	391.946	15.722	0.000	7
	6	-2.500	0	379.898	15.722	0.000	7
	7	-3.750	0	367.849	15.722	0.000	7
	계			19795.747	770.381	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	489.173	26.442	0.000	7
	2	2.500	0	460.204	26.442	0.000	7
	3	1.250	0	431.236	26.442	0.000	7
	4	0.000	0	402.267	26.442	0.000	7
	5	-1.250	0	373.299	26.442	0.000	7
	6	-2.500	0	344.330	26.442	0.000	7
	7	-3.750	0	315.362	26.442	0.000	7
	계			19711.092	1295.681	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	431.623	25.212	0.000	7
	2	2.500	0	403.542	25.212	0.000	7
	3	1.250	0	375.460	25.212	0.000	7
	4	0.000	0	347.379	25.212	0.000	7
	5	-1.250	0	319.298	25.212	0.000	7
	6	-2.500	0	291.217	25.212	0.000	7
	7	-3.750	0	263.136	25.212	0.000	7
	계			17021.579	1235.368	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	542.541	31.677	0.000	7
	2	2.500	0	475.976	31.677	0.000	7
	3	1.250	0	409.411	31.677	0.000	7
	4	0.000	0	342.846	31.677	0.000	7
	5	-1.250	0	276.281	31.677	0.000	7
	6	-2.500	0	209.716	31.677	0.000	7
	7	-3.750	0	143.151	31.677	0.000	7
	계			16799.431	1552.187	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	651.168	28.850	0.000	7
	2	2.500	0	624.837	28.850	0.000	7
	3	1.250	0	598.507	28.850	0.000	7
	4	0.000	0	572.176	28.850	0.000	7
	5	-1.250	0	545.846	28.850	0.000	7
	6	-2.500	0	519.515	28.850	0.000	7
	7	-3.750	0	493.185	28.850	0.000	7
	계			28036.627	1413.654	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	611.466	33.053	0.000	7
	2	2.500	0	575.255	33.053	0.000	7
	3	1.250	0	539.045	33.053	0.000	7
	4	0.000	0	502.834	33.053	0.000	7
	5	-1.250	0	466.623	33.053	0.000	7
	6	-2.500	0	430.413	33.053	0.000	7
	7	-3.750	0	394.202	33.053	0.000	7
	계			24638.865	1619.601	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	423.985	27.259	0.000	7
	2	2.500	0	392.722	27.259	0.000	7
	3	1.250	0	361.459	27.259	0.000	7
	4	0.000	0	330.196	27.259	0.000	7
	5	-1.250	0	298.933	27.259	0.000	7
	6	-2.500	0	267.670	27.259	0.000	7
	7	-3.750	0	236.407	27.259	0.000	7
	계			16179.602	1335.708	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	542.541	31.677	0.000	7
	2	2.500	0	475.976	31.677	0.000	7
	3	1.250	0	409.411	31.677	0.000	7
	4	0.000	0	342.846	31.677	0.000	7
	5	-1.250	0	276.281	31.677	0.000	7
	6	-2.500	0	209.716	31.677	0.000	7
	7	-3.750	0	143.151	31.677	0.000	7
	계			16799.431	1552.187	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV017

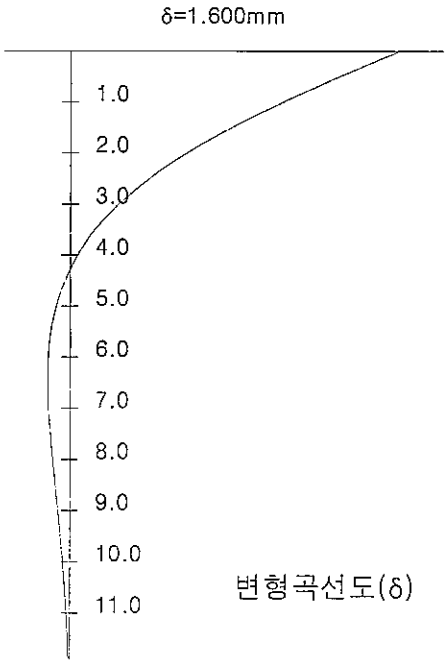
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

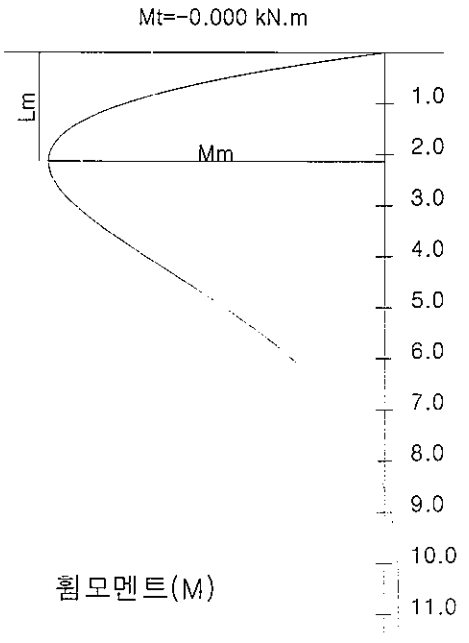
- 최대모멘트 및 깊이 : -13.795 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.600 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.600 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-15.722	1.600	
0.793	-9.188	-7.875	1.145	
1.587	-13.150	-2.495	0.745	
2.380	-13.692	0.825	0.428	
3.173	-12.256	2.574	0.196	
3.967	-9.898	3.223	0.042	
4.760	-7.325	3.176	-0.049	
5.553	-4.959	2.747	-0.094	
6.347	-3.008	2.158	-0.107	
7.140	-1.538	1.556	-0.101	
7.933	-0.521	1.022	-0.084	
8.727	0.112	0.594	-0.065	
9.520	0.452	0.280	-0.045	
10.313	0.584	0.069	-0.029	
11.107	0.583	-0.058	-0.016	
11.900	0.509	-0.121	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 2 : SV020

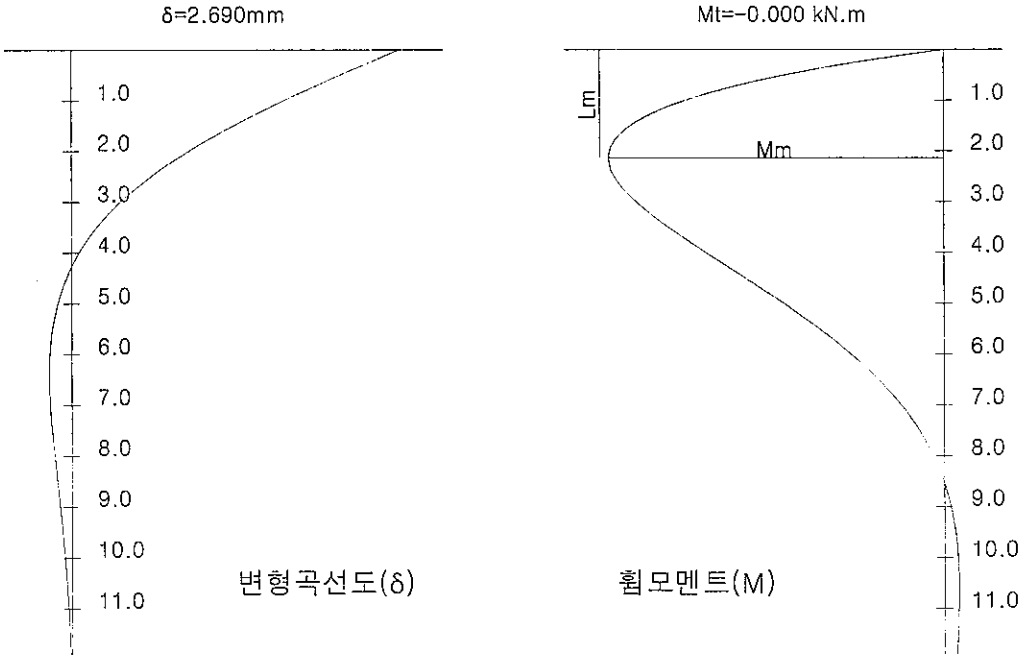
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -23.202 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.690 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.690 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.442	2.690	
0.793	-15.452	-13.245	1.925	
1.587	-22.116	-4.196	1.254	
2.380	-23.028	1.388	0.720	
3.173	-20.613	4.329	0.330	
3.967	-16.648	5.421	0.071	
4.760	-12.320	5.342	-0.083	
5.553	-8.340	4.620	-0.158	
6.347	-5.060	3.630	-0.180	
7.140	-2.586	2.617	-0.170	
7.933	-0.877	1.719	-0.142	
8.727	0.189	0.999	-0.109	
9.520	0.760	0.471	-0.076	
10.313	0.982	0.116	-0.049	
11.107	0.981	-0.097	-0.027	
11.900	0.856	-0.203	-0.011	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV014

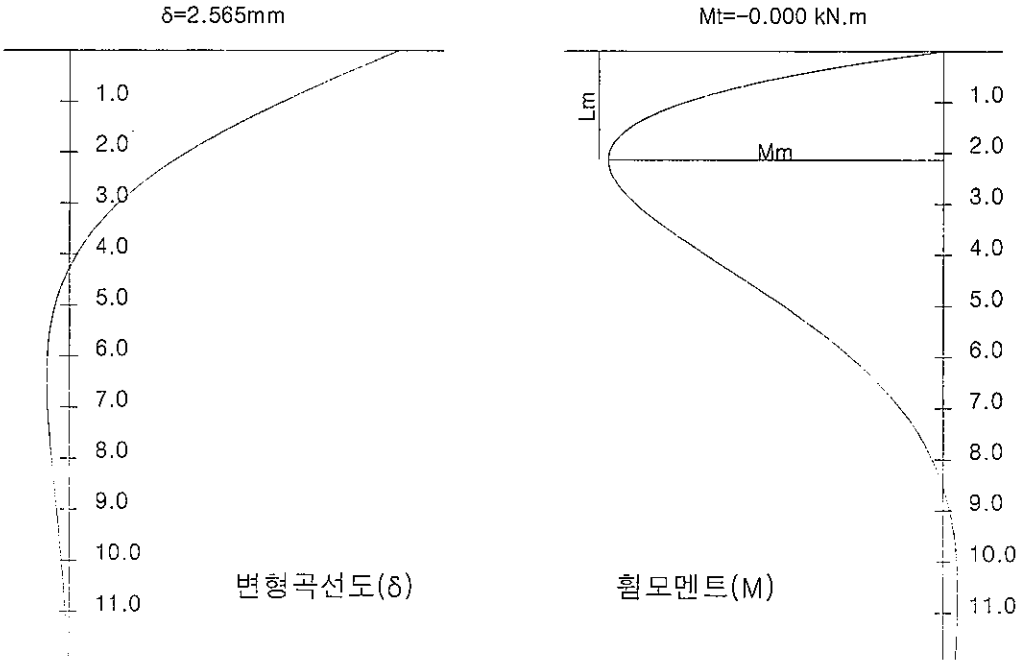
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.122 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.565 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.565 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-25.212	2.565	
0.793	-14.733	-12.629	1.836	
1.587	-21.087	-4.001	1.195	
2.380	-21.956	1.323	0.686	
3.173	-19.654	4.127	0.315	
3.967	-15.873	5.168	0.068	
4.760	-11.747	5.093	-0.079	
5.553	-7.952	4.405	-0.151	
6.347	-4.824	3.461	-0.172	
7.140	-2.466	2.495	-0.162	
7.933	-0.836	1.639	-0.135	
8.727	0.180	0.953	-0.104	
9.520	0.724	0.449	-0.073	
10.313	0.936	0.111	-0.046	
11.107	0.936	-0.092	-0.026	
11.900	0.816	-0.194	-0.011	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SV022

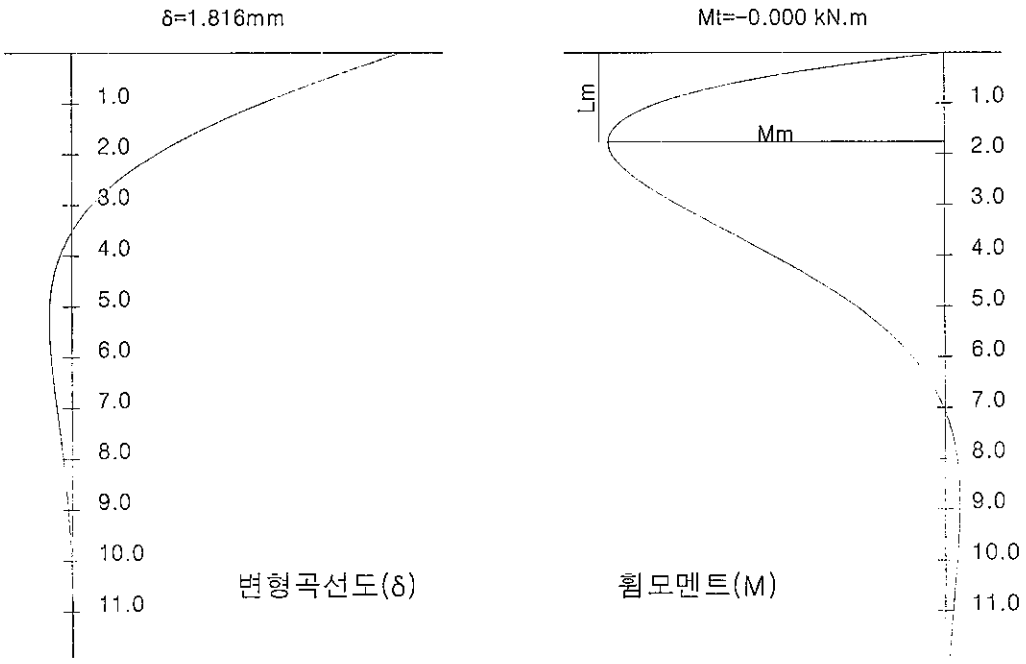
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.957 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.816 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.816 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-31.677	1.816	
0.793	-17.293	-13.193	1.197	
1.587	-22.804	-1.758	0.682	
2.380	-21.533	4.195	0.309	
3.173	-17.137	6.400	0.070	
3.967	-11.967	6.368	-0.060	
4.760	-7.320	5.238	-0.114	
5.553	-3.744	3.763	-0.120	
6.347	-1.324	2.376	-0.102	
7.140	0.103	1.276	-0.076	
7.933	0.789	0.509	-0.049	
8.727	0.990	0.041	-0.028	
9.520	0.916	-0.197	-0.012	
10.313	0.719	-0.280	-0.002	
11.107	0.496	-0.272	0.003	
11.900	0.299	-0.220	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO01

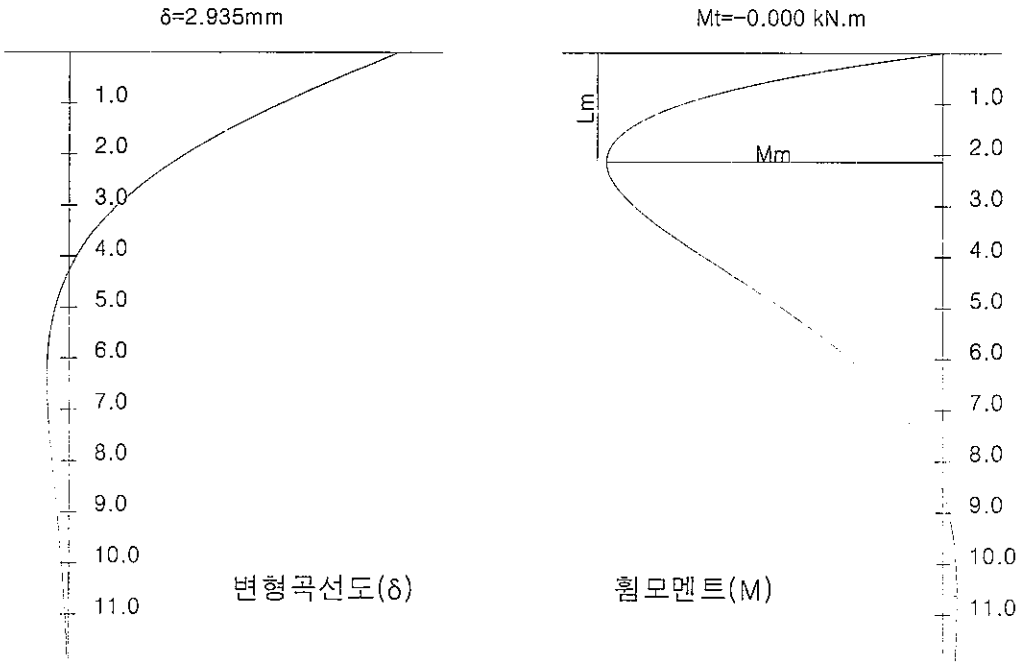
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -25.314 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.935 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.935 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-28.850	2.935	
0.793	-16.859	-14.451	2.101	
1.587	-24.130	-4.579	1.368	
2.380	-25.125	1.514	0.785	
3.173	-22.490	4.723	0.360	
3.967	-18.164	5.914	0.077	
4.760	-13.442	5.829	-0.090	
5.553	-9.100	5.041	-0.173	
6.347	-5.520	3.961	-0.197	
7.140	-2.821	2.855	-0.185	
7.933	-0.956	1.875	-0.155	
8.727	0.206	1.090	-0.119	
9.520	0.829	0.514	-0.083	
10.313	1.071	0.126	-0.053	
11.107	1.071	-0.106	-0.029	
11.900	0.934	-0.222	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UL020

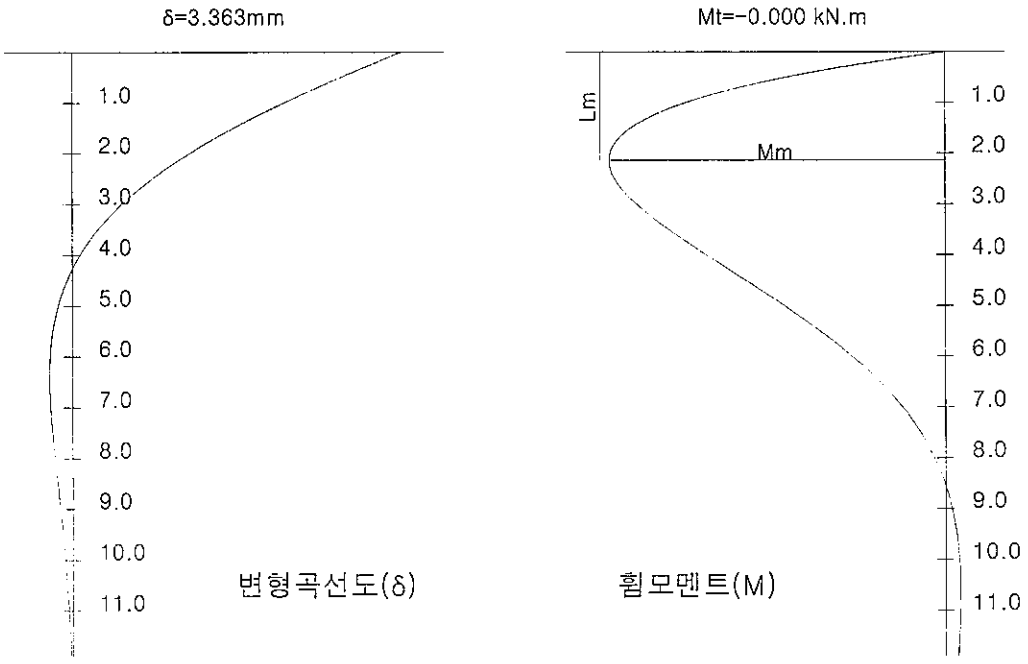
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -29.002 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.363 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.363 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.053	3.363	
0.793	-19.315	-16.557	2.407	
1.587	-27.645	-5.246	1.567	
2.380	-28.785	1.735	0.900	
3.173	-25.766	5.411	0.413	
3.967	-20.810	6.776	0.089	
4.760	-15.401	6.678	-0.104	
5.553	-10.426	5.775	-0.198	
6.347	-6.325	4.538	-0.225	
7.140	-3.232	3.271	-0.212	
7.933	-1.096	2.148	-0.178	
8.727	0.236	1.249	-0.136	
9.520	0.950	0.588	-0.095	
10.313	1.227	0.145	-0.061	
11.107	1.227	-0.121	-0.034	
11.900	1.070	-0.254	-0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UE014

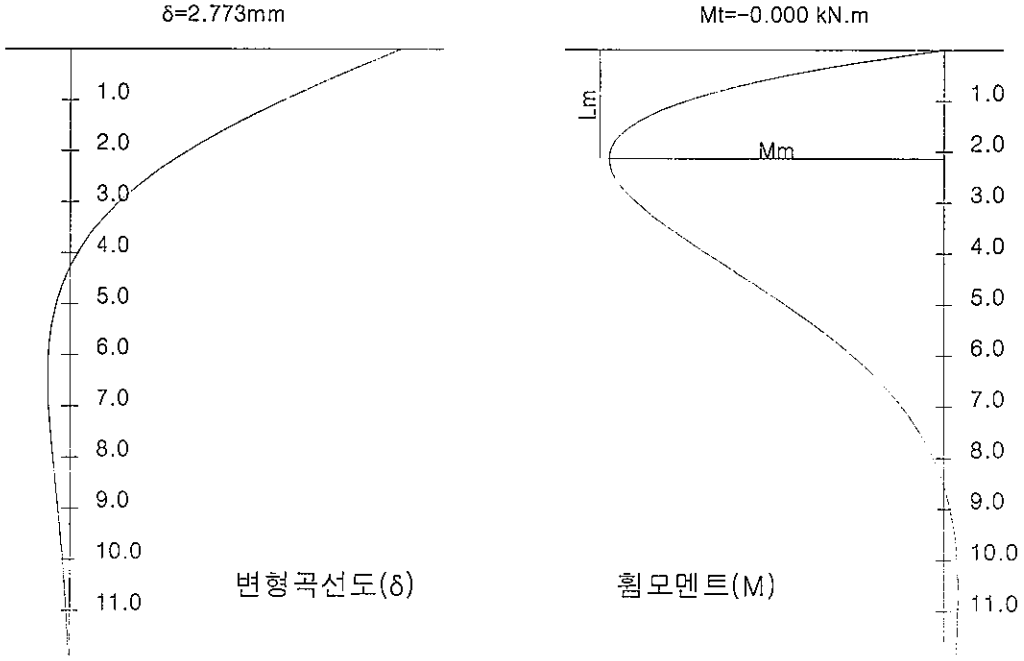
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -23.918 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.773 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.773 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-27.259	2.773	
0.793	-15.930	-13.654	1.985	
1.587	-22.800	-4.326	1.292	
2.380	-23.740	1.431	0.742	
3.173	-21.250	4.462	0.340	
3.967	-17.162	5.588	0.073	
4.760	-12.701	5.507	-0.086	
5.553	-8.598	4.763	-0.163	
6.347	-5.216	3.742	-0.186	
7.140	-2.666	2.698	-0.175	
7.933	-0.904	1.772	-0.146	
8.727	0.195	1.030	-0.112	
9.520	0.783	0.485	-0.079	
10.313	1.012	0.120	-0.050	
11.107	1.012	-0.100	-0.028	
11.900	0.883	-0.210	-0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : UL022

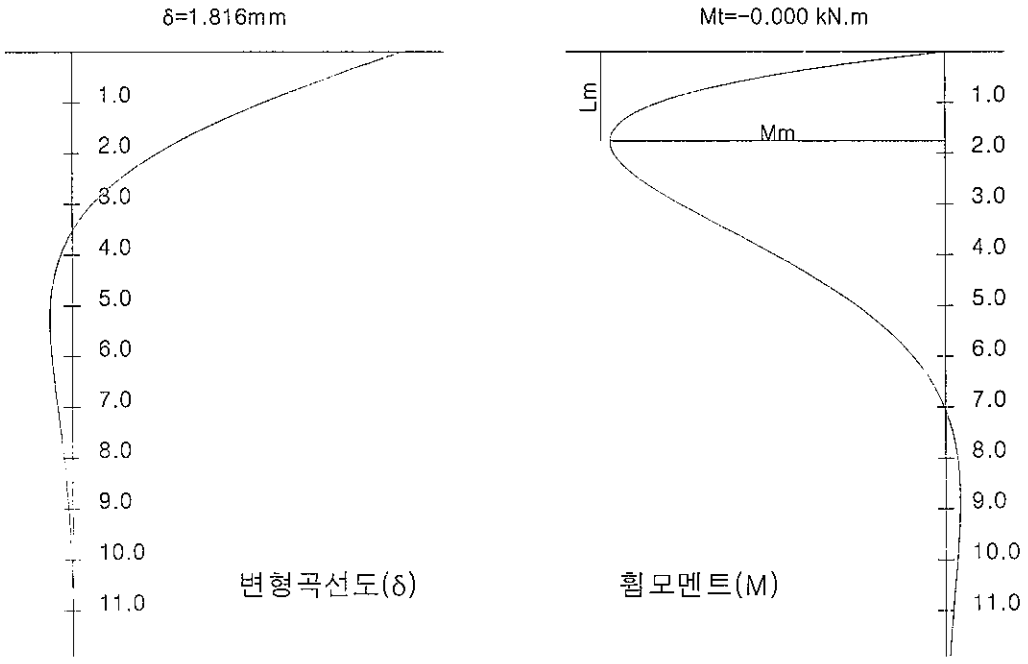
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -22.957 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.816 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.816 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-31.677	1.816	
0.793	-17.293	-13.193	1.197	
1.587	-22.804	-1.758	0.682	
2.380	-21.533	4.195	0.309	
3.173	-17.137	6.400	0.070	
3.967	-11.967	6.368	-0.060	
4.760	-7.320	5.238	-0.114	
5.553	-3.744	3.763	-0.120	
6.347	-1.324	2.376	-0.102	
7.140	0.103	1.276	-0.076	
7.933	0.789	0.509	-0.049	
8.727	0.990	0.041	-0.028	
9.520	0.916	-0.197	-0.012	
10.313	0.719	-0.280	-0.002	
11.107	0.496	-0.272	0.003	
11.900	0.299	-0.220	0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 838.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1257.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	2.150	20.000	67.539
1.571	10.000	사질토	8.500	20.000	267.035
1.571	10.000	사질토	1.250	20.000	39.275
1.571	10.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	373.850

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.6904 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.8160 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 11.900

= 18.842 kN

Pa1 = 1/3.0 x 373.850 + 18.842 = 143.459 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 373.850 + 18.842 = 205.767 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	451.703	356.287	838.000	143.459	O.K
	HINGE	440.140	367.849	838.000	143.459	O.K
COMBO 2	FIX	507.941	296.594	838.000	143.459	O.K
	HINGE	489.173	315.362	838.000	143.459	O.K
COMBO 3	FIX	449.481	245.277	838.000	143.459	O.K
	HINGE	431.623	263.136	838.000	143.459	O.K
COMBO 4	FIX	556.980	128.711	1257.000	205.767	O.K
	HINGE	542.541	143.151	1257.000	205.767	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 12.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.90/0.500 = 23.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	451.703	19.271	10.213	28.00	6.322	0.00	O.K
	HINGE	440.140	13.795	9.553	28.00	6.768	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	507.941	31.280	11.943	28.00	5.628	0.00	O.K
	HINGE	489.173	23.202	10.955	28.00	6.270	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	449.481	29.764	11.251	28.00	5.242	0.00	O.K
	HINGE	431.623	22.122	10.315	28.00	5.849	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	556.980	24.065	11.667	42.00	6.808	-5.00	O.K
	HINGE	542.541	22.957	11.422	42.00	6.787	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

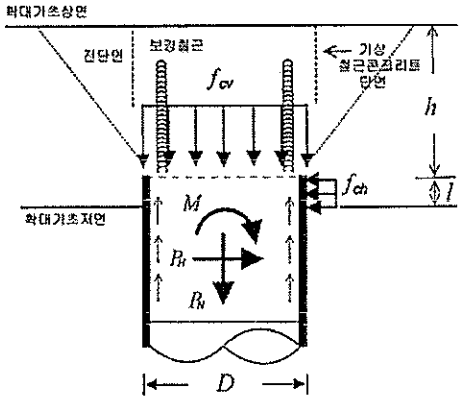
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0² + 500.0×340.0 + 340.0²) / (3 x (500.0² + 340.0²))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	15.722	0.283	0.850	O.K
	HINGE	15.722	0.283	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	26.442	0.476	0.850	O.K
	HINGE	26.442	0.476	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	25.212	0.454	0.850	O.K
	HINGE	25.212	0.454	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	31.677	0.570	1.250	O.K
	HINGE	31.677	0.570	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 507940.6 / (π/4 x 500 ²)
= 2.587 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 556979.7 / (π/4 x 500 ²)
= 2.837 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 507940.6 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.035 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 556979.7 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.039 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 26442.469 / (500 x 100)
= 0.529 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 31677.280 / (500 x 100)
= 0.634 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

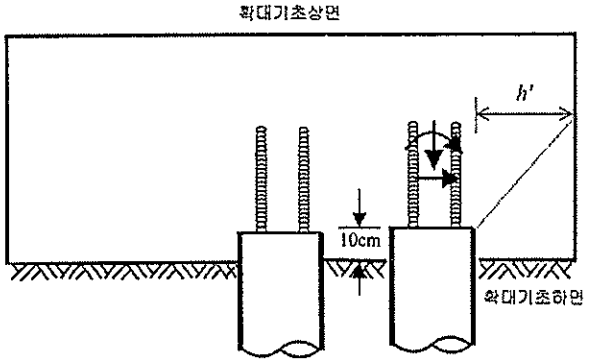
τh = 26442.469 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.044 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 31677.280 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.053 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이
일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm
Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)
이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.
L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 672055.802 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 672055.802 N ∴ O.K

17. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	11.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa

콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa

유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa

콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2

환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4

환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3

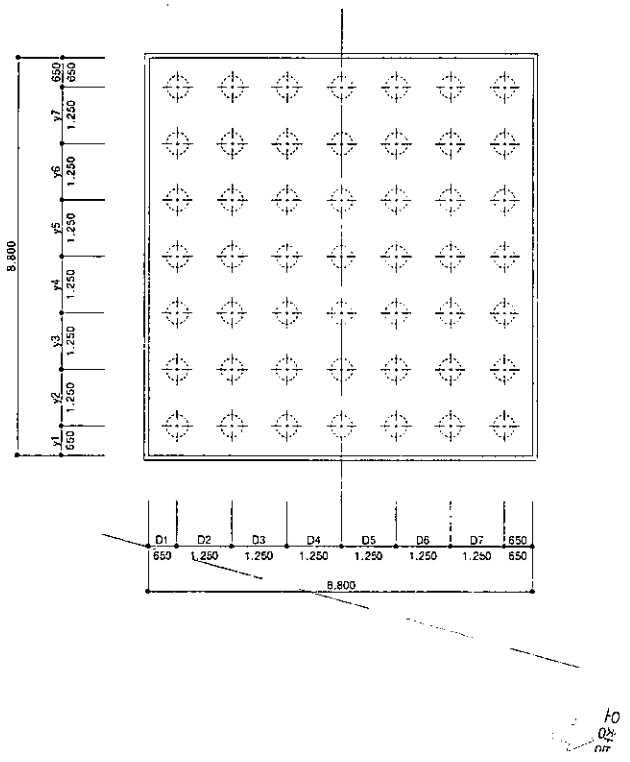
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 50

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	20470.784	469.777	3535.090	SVB16
	COMBO 2	17597.249	517.997	3826.935	SVB14
	COMBO 3	17597.249	517.997	3826.935	SVB14
	COMBO 4	17597.249	2418.562	21977.937	SVB22
계수하중	COMBO 1	29054.524	0.905	21.654	ULB01
	COMBO 2	16659.290	647.236	4793.260	UEB14
	COMBO 3	16659.290	647.236	4793.260	UEB14
	COMBO 4	17597.249	2418.562	21977.937	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.598

Kv = a x Ap x Ep / L = 218094.118 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 11.9000 = 4.372 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 11.9000 = 5.294 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10686611.8	10686611.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	70358601.6	71110288.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005706	0.0019156	0.0000609	COMBO 1	0.0000014	0.0027188	0.0000003
COMBO 2	0.0006277	0.0016467	0.0000661	COMBO 2	0.0007846	0.0015589	0.0000827
COMBO 3	0.0006277	0.0016467	0.0000661	COMBO 3	0.0007846	0.0015589	0.0000827
COMBO 4	0.0018174	0.0016467	0.0003582	COMBO 4	0.0018174	0.0016467	0.0003582

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.817 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005706	0.0021438	0.0000609	467.556	9.587	-10.831
	2	0.0005706	0.0020677	0.0000609	450.961	9.587	-10.831
	3	0.0005706	0.0019916	0.0000609	434.366	9.587	-10.831
	4	0.0005706	0.0019156	0.0000609	417.771	9.587	-10.831
	5	0.0005706	0.0018395	0.0000609	401.176	9.587	-10.831
	6	0.0005706	0.0017634	0.0000609	384.581	9.587	-10.831
	7	0.0005706	0.0016873	0.0000609	367.986	9.587	-10.831
COMBO 2	1	0.0006277	0.0018945	0.0000661	413.176	10.571	-11.980
	2	0.0006277	0.0018119	0.0000661	395.160	10.571	-11.980
	3	0.0006277	0.0017293	0.0000661	377.144	10.571	-11.980
	4	0.0006277	0.0016467	0.0000661	359.128	10.571	-11.980
	5	0.0006277	0.0015641	0.0000661	341.111	10.571	-11.980
	6	0.0006277	0.0014814	0.0000661	323.095	10.571	-11.980
	7	0.0006277	0.0013988	0.0000661	305.079	10.571	-11.980
COMBO 3	1	0.0006277	0.0018945	0.0000661	413.176	10.571	-11.980
	2	0.0006277	0.0018119	0.0000661	395.160	10.571	-11.980
	3	0.0006277	0.0017293	0.0000661	377.144	10.571	-11.980
	4	0.0006277	0.0016467	0.0000661	359.128	10.571	-11.980
	5	0.0006277	0.0015641	0.0000661	341.111	10.571	-11.980
	6	0.0006277	0.0014814	0.0000661	323.095	10.571	-11.980
	7	0.0006277	0.0013988	0.0000661	305.079	10.571	-11.980
COMBO 4	1	0.0018174	0.0029898	0.0003582	652.060	49.358	-39.692
	2	0.0018174	0.0025421	0.0003582	554.416	49.358	-39.692
	3	0.0018174	0.0020944	0.0003582	456.772	49.358	-39.692
	4	0.0018174	0.0016467	0.0003582	359.128	49.358	-39.692
	5	0.0018174	0.0011989	0.0003582	261.483	49.358	-39.692
	6	0.0018174	0.0007512	0.0003582	163.839	49.358	-39.692
	7	0.0018174	0.0003035	0.0003582	66.195	49.358	-39.692

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000014	0.0027200	0.0000003	593.222	0.018	-0.013
	2	0.0000014	0.0027196	0.0000003	593.131	0.018	-0.013
	3	0.0000014	0.0027192	0.0000003	593.040	0.018	-0.013
	4	0.0000014	0.0027188	0.0000003	592.949	0.018	-0.013
	5	0.0000014	0.0027184	0.0000003	592.858	0.018	-0.013
	6	0.0000014	0.0027179	0.0000003	592.768	0.018	-0.013
	7	0.0000014	0.0027175	0.0000003	592.677	0.018	-0.013
COMBO 2	1	0.0007846	0.0018692	0.0000827	407.656	13.209	-14.963
	2	0.0007846	0.0017657	0.0000827	385.099	13.209	-14.963
	3	0.0007846	0.0016623	0.0000827	362.542	13.209	-14.963
	4	0.0007846	0.0015589	0.0000827	339.986	13.209	-14.963
	5	0.0007846	0.0014555	0.0000827	317.429	13.209	-14.963
	6	0.0007846	0.0013520	0.0000827	294.872	13.209	-14.963
	7	0.0007846	0.0012486	0.0000827	272.315	13.209	-14.963
COMBO 3	1	0.0007846	0.0018692	0.0000827	407.656	13.209	-14.963
	2	0.0007846	0.0017657	0.0000827	385.099	13.209	-14.963
	3	0.0007846	0.0016623	0.0000827	362.542	13.209	-14.963
	4	0.0007846	0.0015589	0.0000827	339.986	13.209	-14.963
	5	0.0007846	0.0014555	0.0000827	317.429	13.209	-14.963
	6	0.0007846	0.0013520	0.0000827	294.872	13.209	-14.963
	7	0.0007846	0.0012486	0.0000827	272.315	13.209	-14.963
COMBO 4	1	0.0018174	0.0029898	0.0003582	652.060	49.358	-39.692
	2	0.0018174	0.0025421	0.0003582	554.416	49.358	-39.692
	3	0.0018174	0.0020944	0.0003582	456.772	49.358	-39.692
	4	0.0018174	0.0016467	0.0003582	359.128	49.358	-39.692
	5	0.0018174	0.0011989	0.0003582	261.483	49.358	-39.692
	6	0.0018174	0.0007512	0.0003582	163.839	49.358	-39.692
	7	0.0018174	0.0003035	0.0003582	66.195	49.358	-39.692

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	467.556	9.587	-10.831	7
	2	2.500	0	450.961	9.587	-10.831	7
	3	1.250	0	434.366	9.587	-10.831	7
	4	0.000	0	417.771	9.587	-10.831	7
	5	-1.250	0	401.176	9.587	-10.831	7
	6	-2.500	0	384.581	9.587	-10.831	7
	7	-3.750	0	367.986	9.587	-10.831	7
	계			20470.784	469.777	3535.090	49
COMBO 2	1	3.750	0	413.176	10.571	-11.980	7
	2	2.500	0	395.160	10.571	-11.980	7
	3	1.250	0	377.144	10.571	-11.980	7
	4	0.000	0	359.128	10.571	-11.980	7
	5	-1.250	0	341.111	10.571	-11.980	7
	6	-2.500	0	323.095	10.571	-11.980	7
	7	-3.750	0	305.079	10.571	-11.980	7
	계			17597.249	517.997	3826.935	49
COMBO 3	1	3.750	0	413.176	10.571	-11.980	7
	2	2.500	0	395.160	10.571	-11.980	7
	3	1.250	0	377.144	10.571	-11.980	7
	4	0.000	0	359.128	10.571	-11.980	7
	5	-1.250	0	341.111	10.571	-11.980	7
	6	-2.500	0	323.095	10.571	-11.980	7
	7	-3.750	0	305.079	10.571	-11.980	7
	계			17597.249	517.997	3826.935	49
COMBO 4	1	3.750	0	652.060	49.358	-39.692	7
	2	2.500	0	554.416	49.358	-39.692	7
	3	1.250	0	456.772	49.358	-39.692	7
	4	0.000	0	359.128	49.358	-39.692	7
	5	-1.250	0	261.483	49.358	-39.692	7
	6	-2.500	0	163.839	49.358	-39.692	7
	7	-3.750	0	66.195	49.358	-39.692	7
	계			17597.249	2418.562	21977.937	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	593.222	0.018	-0.013	7
	2	2.500	0	593.131	0.018	-0.013	7
	3	1.250	0	593.040	0.018	-0.013	7
	4	0.000	0	592.949	0.018	-0.013	7
	5	-1.250	0	592.858	0.018	-0.013	7
	6	-2.500	0	592.768	0.018	-0.013	7
	7	-3.750	0	592.677	0.018	-0.013	7
	계			29054.524	0.905	21.654	49
COMBO 2	1	3.750	0	407.656	13.209	-14.963	7
	2	2.500	0	385.099	13.209	-14.963	7
	3	1.250	0	362.542	13.209	-14.963	7
	4	0.000	0	339.986	13.209	-14.963	7
	5	-1.250	0	317.429	13.209	-14.963	7
	6	-2.500	0	294.872	13.209	-14.963	7
	7	-3.750	0	272.315	13.209	-14.963	7
	계			16659.290	647.236	4793.260	49
COMBO 3	1	3.750	0	407.656	13.209	-14.963	7
	2	2.500	0	385.099	13.209	-14.963	7
	3	1.250	0	362.542	13.209	-14.963	7
	4	0.000	0	339.986	13.209	-14.963	7
	5	-1.250	0	317.429	13.209	-14.963	7
	6	-2.500	0	294.872	13.209	-14.963	7
	7	-3.750	0	272.315	13.209	-14.963	7
	계			16659.290	647.236	4793.260	49
COMBO 4	1	3.750	0	652.060	49.358	-39.692	7
	2	2.500	0	554.416	49.358	-39.692	7
	3	1.250	0	456.772	49.358	-39.692	7
	4	0.000	0	359.128	49.358	-39.692	7
	5	-1.250	0	261.483	49.358	-39.692	7
	6	-2.500	0	163.839	49.358	-39.692	7
	7	-3.750	0	66.195	49.358	-39.692	7
	계			17597.249	2418.562	21977.937	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

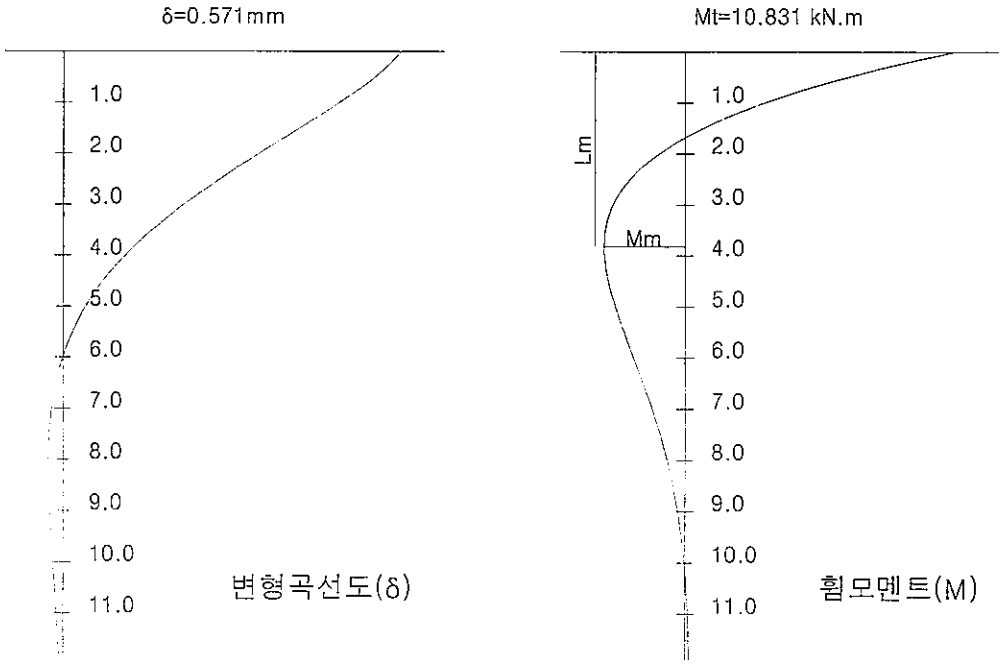
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.255 kN.m, 3.817 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.571 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.571 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	10.831	-9.587	0.571	
0.793	4.474	-6.511	0.495	
1.587	0.357	-3.967	0.390	
2.380	-1.986	-2.044	0.282	
3.173	-3.042	-0.710	0.186	
3.967	-3.245	0.124	0.109	
4.760	-2.947	0.574	0.052	
5.553	-2.406	0.753	0.013	
6.347	-1.798	0.757	-0.010	
7.140	-1.231	0.663	-0.021	
7.933	-0.758	0.526	-0.025	
8.727	-0.398	0.383	-0.024	
9.520	-0.146	0.255	-0.020	
10.313	0.013	0.151	-0.016	
11.107	0.100	0.073	-0.011	
11.900	0.136	0.021	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB14

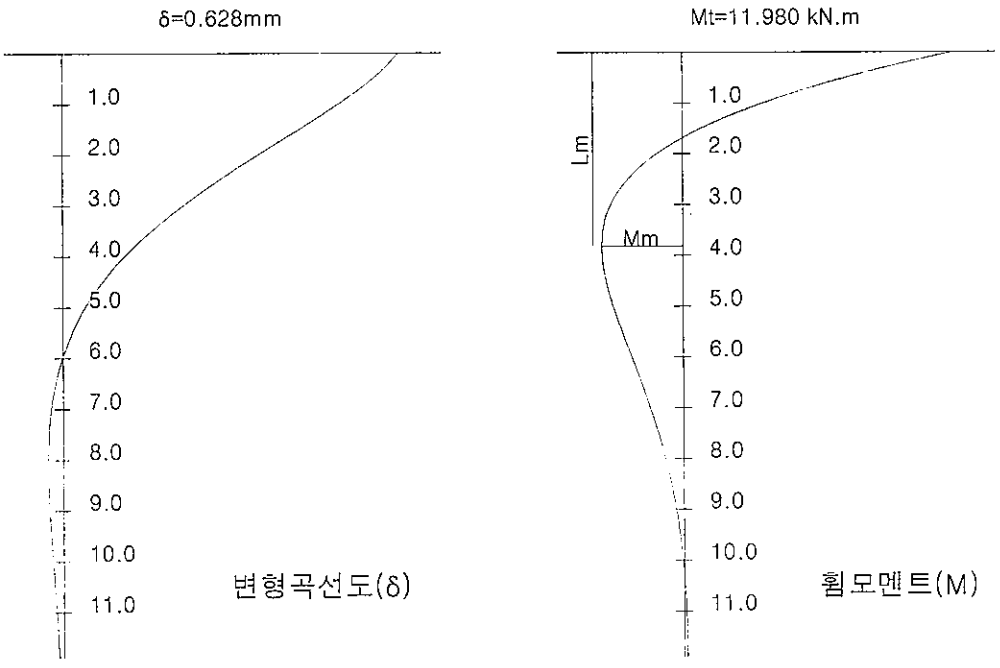
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.578 kN.m, 3.824 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.628 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.628 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	11.980	-10.571	0.628	
0.793	4.968	-7.186	0.545	
1.587	0.423	-4.383	0.430	
2.380	-2.168	-2.262	0.311	
3.173	-3.339	-0.791	0.205	
3.967	-3.569	0.131	0.120	
4.760	-3.244	0.629	0.057	
5.553	-2.651	0.827	0.015	
6.347	-1.983	0.832	-0.011	
7.140	-1.358	0.730	-0.023	
7.933	-0.837	0.580	-0.028	
8.727	-0.440	0.423	-0.027	
9.520	-0.162	0.281	-0.023	
10.313	0.013	0.166	-0.017	
11.107	0.109	0.081	-0.012	
11.900	0.149	0.023	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SVB14

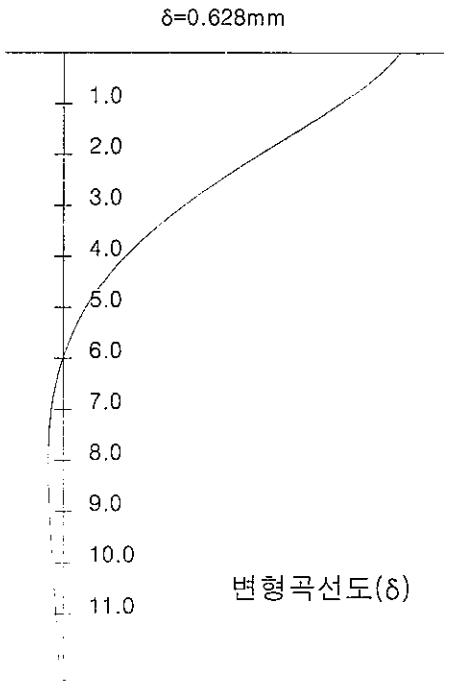
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

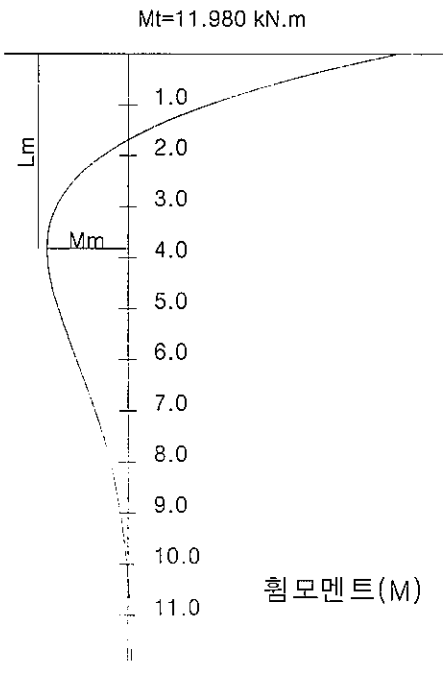
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.578 kN.m, 3.824 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.628 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.628 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	11.980	-10.571	0.628	
0.793	4.968	-7.186	0.545	
1.587	0.423	-4.383	0.430	
2.380	-2.168	-2.262	0.311	
3.173	-3.339	-0.791	0.205	
3.967	-3.569	0.131	0.120	
4.760	-3.244	0.629	0.057	
5.553	-2.651	0.827	0.015	
6.347	-1.983	0.832	-0.011	
7.140	-1.358	0.730	-0.023	
7.933	-0.837	0.580	-0.028	
8.727	-0.440	0.423	-0.027	
9.520	-0.162	0.281	-0.023	
10.313	0.013	0.166	-0.017	
11.107	0.109	0.081	-0.012	
11.900	0.149	0.023	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : SVB22

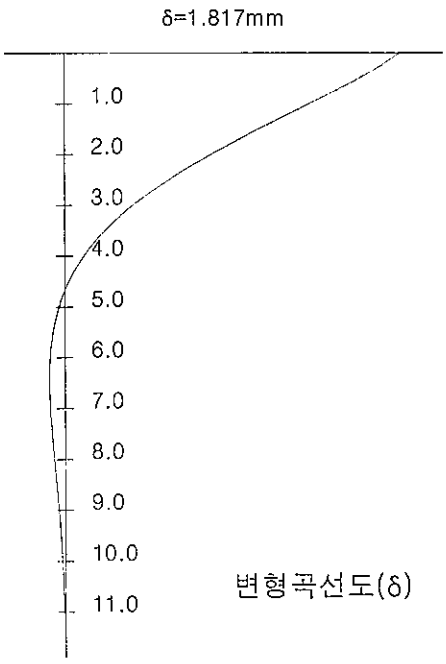
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

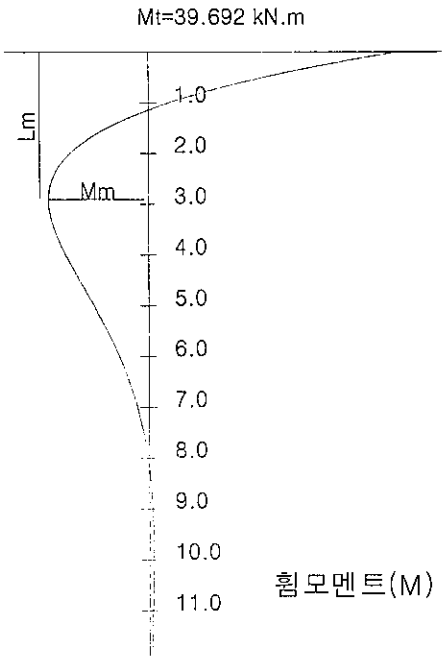
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.820 kN.m, 2.908 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.817 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.817 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.692	-49.358	1.817	
0.793	8.864	-29.133	1.444	
1.587	-7.908	-14.048	1.007	
2.380	-14.803	-4.142	0.615	
3.173	-15.617	1.474	0.314	
3.967	-13.285	3.988	0.110	
4.760	-9.808	4.531	-0.010	
5.553	-6.375	4.006	-0.067	
6.347	-3.564	3.046	-0.084	
7.140	-1.553	2.039	-0.077	
7.933	-0.288	1.185	-0.061	
8.727	0.387	0.556	-0.042	
9.520	0.652	0.148	-0.025	
10.313	0.669	-0.079	-0.013	
11.107	0.560	-0.178	-0.004	
11.900	0.409	-0.195	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB01

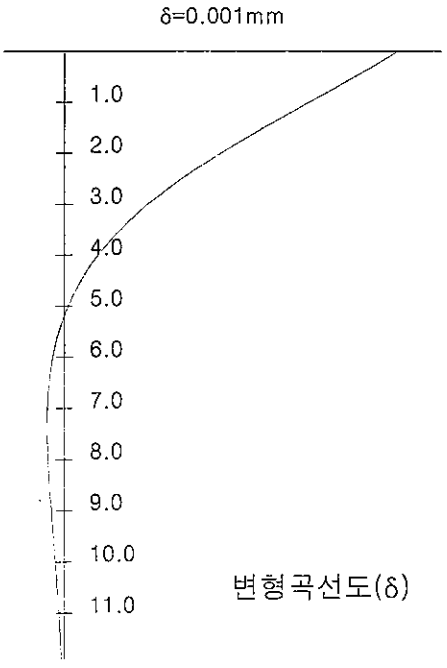
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.009 kN.m, 3.049 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.001 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.001 mm

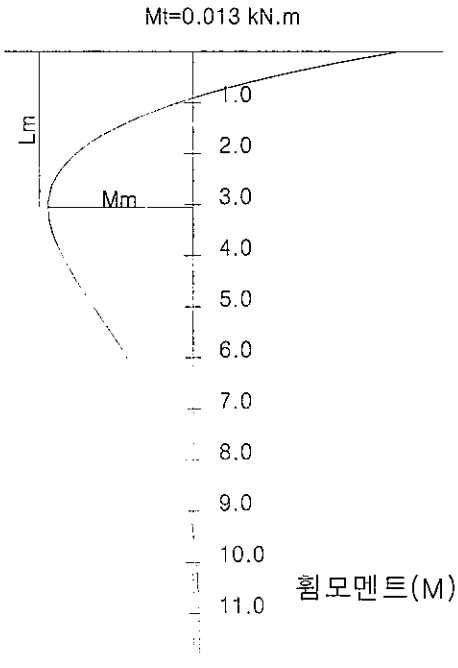
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.013	-0.018	0.001	
0.793	0.001	-0.011	0.001	
1.587	-0.005	-0.006	0.001	
2.380	-0.008	-0.002	0.001	
3.173	-0.009	0.000	0.000	
3.967	-0.008	0.002	0.000	
4.760	-0.007	0.002	0.000	
5.553	-0.005	0.002	0.000	
6.347	-0.003	0.002	0.000	
7.140	-0.002	0.001	0.000	
7.933	-0.001	0.001	0.000	
8.727	0.000	0.001	0.000	
9.520	0.000	0.000	0.000	
10.313	0.000	0.000	0.000	
11.107	0.000	0.000	0.000	
11.900	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉯ COMBO 2 : UEB14

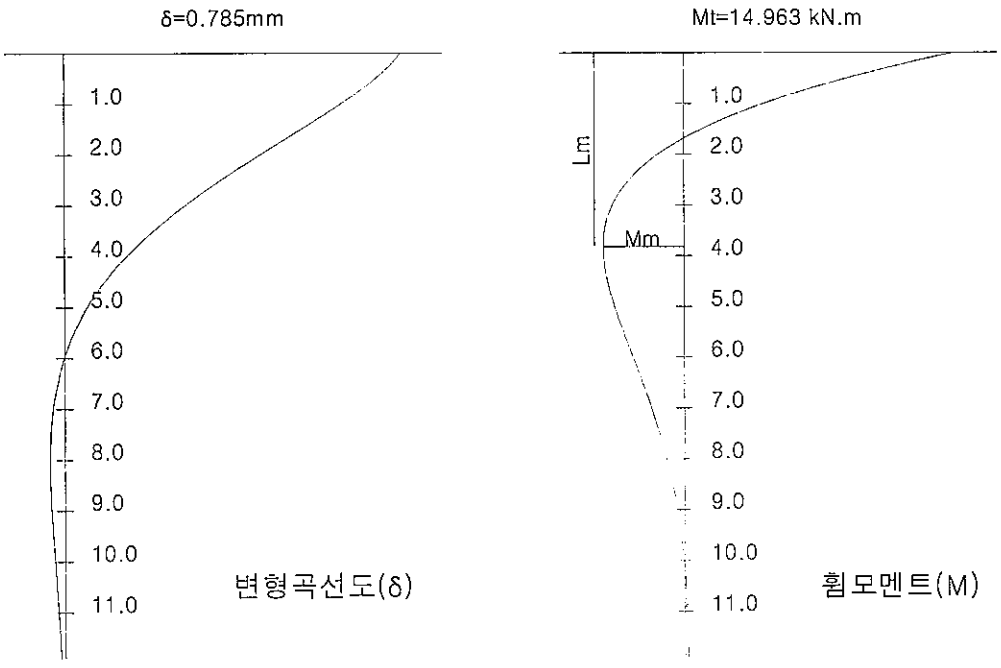
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.473 kN.m, 3.823 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.785 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.785 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	14.963	-13.209	0.785	
0.793	6.202	-8.977	0.682	
1.587	0.523	-5.475	0.538	
2.380	-2.713	-2.825	0.389	
3.173	-4.175	-0.987	0.257	
3.967	-4.461	0.164	0.150	
4.760	-4.054	0.786	0.072	
5.553	-3.312	1.033	0.019	
6.347	-2.478	1.040	-0.013	
7.140	-1.697	0.912	-0.029	
7.933	-1.046	0.725	-0.035	
8.727	-0.550	0.528	-0.033	
9.520	-0.203	0.351	-0.028	
10.313	0.017	0.208	-0.022	
11.107	0.137	0.102	-0.015	
11.900	0.187	0.029	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UEB14

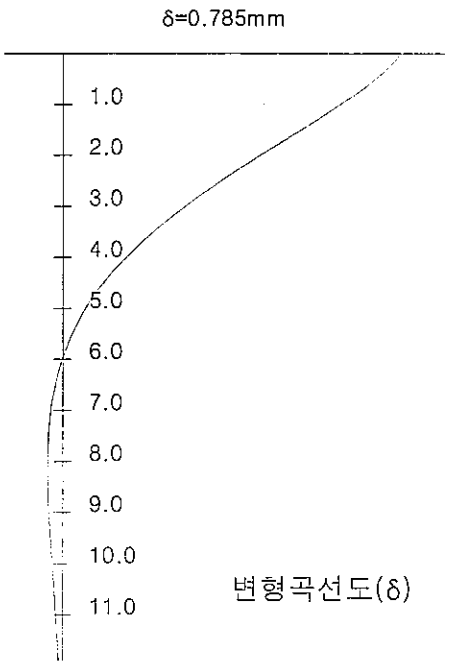
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

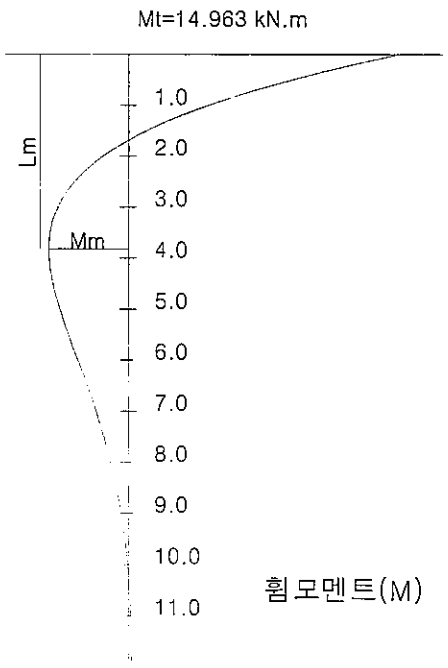
- 최대모멘트 및 깊이 : -4.473 kN.m, 3.823 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.785 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.785 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	14.963	-13.209	0.785	
0.793	6.202	-8.977	0.682	
1.587	0.523	-5.475	0.538	
2.380	-2.713	-2.825	0.389	
3.173	-4.175	-0.987	0.257	
3.967	-4.461	0.164	0.150	
4.760	-4.054	0.786	0.072	
5.553	-3.312	1.033	0.019	
6.347	-2.478	1.040	-0.013	
7.140	-1.697	0.912	-0.029	
7.933	-1.046	0.725	-0.035	
8.727	-0.550	0.528	-0.033	
9.520	-0.203	0.351	-0.028	
10.313	0.017	0.208	-0.022	
11.107	0.137	0.102	-0.015	
11.900	0.187	0.029	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : ULB22

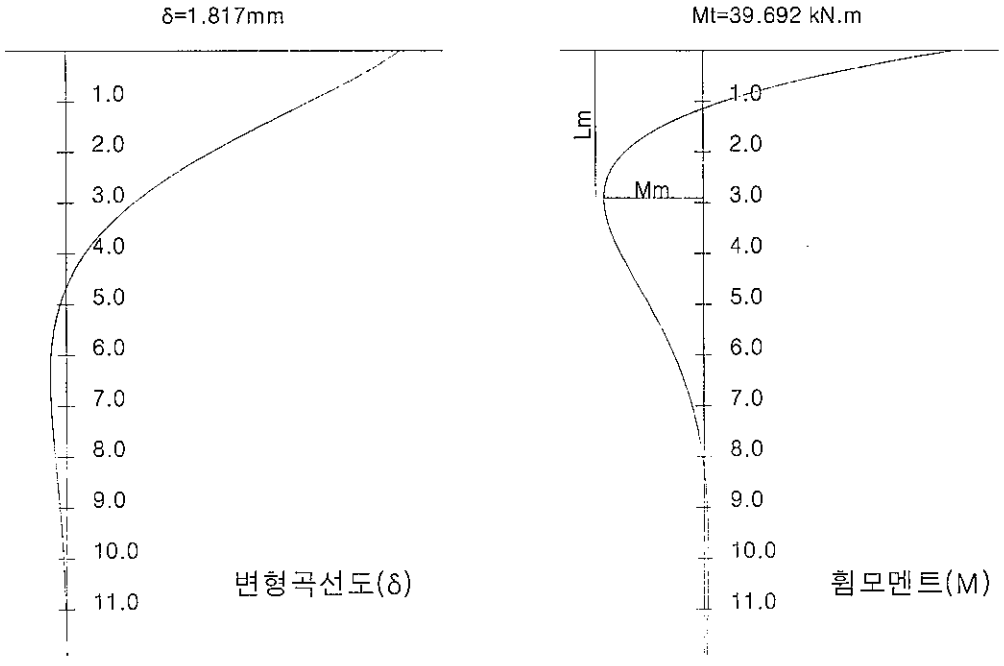
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.820 kN.m, 2.908 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.817 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.817 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.692	-49.358	1.817	
0.793	8.864	-29.133	1.444	
1.587	-7.908	-14.048	1.007	
2.380	-14.803	-4.142	0.615	
3.173	-15.617	1.474	0.314	
3.967	-13.285	3.988	0.110	
4.760	-9.808	4.531	-0.010	
5.553	-6.375	4.006	-0.067	
6.347	-3.564	3.046	-0.084	
7.140	-1.553	2.039	-0.077	
7.933	-0.288	1.185	-0.061	
8.727	0.387	0.556	-0.042	
9.520	0.652	0.148	-0.025	
10.313	0.669	-0.079	-0.013	
11.107	0.560	-0.178	-0.004	
11.900	0.409	-0.195	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	2EI β³	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10686611.8	10686611.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	66791323.5	66791323.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009754	0.0019156	0.0000529	COMBO 1	0.0000019	0.0027188	0.0000003
COMBO 2	0.0010756	0.0016467	0.0000573	COMBO 2	0.0013439	0.0015589	0.0000718
COMBO 3	0.0010756	0.0016467	0.0000573	COMBO 3	0.0013439	0.0015589	0.0000718
COMBO 4	0.0028297	0.0016467	0.0003291	COMBO 4	0.0028297	0.0016467	0.0003291

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.830 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토서

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009754	0.0021140	0.0000529	461.058	9.587	0.000
	2	0.0009754	0.0020479	0.0000529	446.629	9.587	0.000
	3	0.0009754	0.0019817	0.0000529	432.200	9.587	0.000
	4	0.0009754	0.0019156	0.0000529	417.771	9.587	0.000
	5	0.0009754	0.0018494	0.0000529	403.342	9.587	0.000
	6	0.0009754	0.0017832	0.0000529	388.913	9.587	0.000
	7	0.0009754	0.0017171	0.0000529	374.484	9.587	0.000
COMBO 2	1	0.0010756	0.0018615	0.0000573	405.988	10.571	0.000
	2	0.0010756	0.0017899	0.0000573	390.368	10.571	0.000
	3	0.0010756	0.0017183	0.0000573	374.748	10.571	0.000
	4	0.0010756	0.0016467	0.0000573	359.128	10.571	0.000
	5	0.0010756	0.0015750	0.0000573	343.507	10.571	0.000
	6	0.0010756	0.0015034	0.0000573	327.887	10.571	0.000
	7	0.0010756	0.0014318	0.0000573	312.267	10.571	0.000
COMBO 3	1	0.0010756	0.0018615	0.0000573	405.988	10.571	0.000
	2	0.0010756	0.0017899	0.0000573	390.368	10.571	0.000
	3	0.0010756	0.0017183	0.0000573	374.748	10.571	0.000
	4	0.0010756	0.0016467	0.0000573	359.128	10.571	0.000
	5	0.0010756	0.0015750	0.0000573	343.507	10.571	0.000
	6	0.0010756	0.0015034	0.0000573	327.887	10.571	0.000
	7	0.0010756	0.0014318	0.0000573	312.267	10.571	0.000
COMBO 4	1	0.0028297	0.0028806	0.0003291	628.245	49.358	0.000
	2	0.0028297	0.0024693	0.0003291	538.539	49.358	0.000
	3	0.0028297	0.0020580	0.0003291	448.833	49.358	0.000
	4	0.0028297	0.0016467	0.0003291	359.128	49.358	0.000
	5	0.0028297	0.0012353	0.0003291	269.422	49.358	0.000
	6	0.0028297	0.0008240	0.0003291	179.716	49.358	0.000
	7	0.0028297	0.0004127	0.0003291	90.010	49.358	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000019	0.0027200	0.0000003	593.215	0.018	0.000
	2	0.0000019	0.0027196	0.0000003	593.126	0.018	0.000
	3	0.0000019	0.0027192	0.0000003	593.038	0.018	0.000
	4	0.0000019	0.0027188	0.0000003	592.949	0.018	0.000
	5	0.0000019	0.0027184	0.0000003	592.861	0.018	0.000
	6	0.0000019	0.0027180	0.0000003	592.773	0.018	0.000
	7	0.0000019	0.0027176	0.0000003	592.684	0.018	0.000
COMBO 2	1	0.0013439	0.0018280	0.0000718	398.678	13.209	0.000
	2	0.0013439	0.0017383	0.0000718	379.114	13.209	0.000
	3	0.0013439	0.0016486	0.0000718	359.550	13.209	0.000
	4	0.0013439	0.0015589	0.0000718	339.986	13.209	0.000
	5	0.0013439	0.0014692	0.0000718	320.421	13.209	0.000
	6	0.0013439	0.0013795	0.0000718	300.857	13.209	0.000
	7	0.0013439	0.0012898	0.0000718	281.293	13.209	0.000
COMBO 3	1	0.0013439	0.0018280	0.0000718	398.678	13.209	0.000
	2	0.0013439	0.0017383	0.0000718	379.114	13.209	0.000
	3	0.0013439	0.0016486	0.0000718	359.550	13.209	0.000
	4	0.0013439	0.0015589	0.0000718	339.986	13.209	0.000
	5	0.0013439	0.0014692	0.0000718	320.421	13.209	0.000
	6	0.0013439	0.0013795	0.0000718	300.857	13.209	0.000
	7	0.0013439	0.0012898	0.0000718	281.293	13.209	0.000
COMBO 4	1	0.0028297	0.0028806	0.0003291	628.245	49.358	0.000
	2	0.0028297	0.0024693	0.0003291	538.539	49.358	0.000
	3	0.0028297	0.0020580	0.0003291	448.833	49.358	0.000
	4	0.0028297	0.0016467	0.0003291	359.128	49.358	0.000
	5	0.0028297	0.0012353	0.0003291	269.422	49.358	0.000
	6	0.0028297	0.0008240	0.0003291	179.716	49.358	0.000
	7	0.0028297	0.0004127	0.0003291	90.010	49.358	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	461.058	9.587	0.000	7
	2	2.500	0	446.629	9.587	0.000	7
	3	1.250	0	432.200	9.587	0.000	7
	4	0.000	0	417.771	9.587	0.000	7
	5	-1.250	0	403.342	9.587	0.000	7
	6	-2.500	0	388.913	9.587	0.000	7
	7	-3.750	0	374.484	9.587	0.000	7
	계			20470.784	469.777	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	405.988	10.571	0.000	7
	2	2.500	0	390.368	10.571	0.000	7
	3	1.250	0	374.748	10.571	0.000	7
	4	0.000	0	359.128	10.571	0.000	7
	5	-1.250	0	343.507	10.571	0.000	7
	6	-2.500	0	327.887	10.571	0.000	7
	7	-3.750	0	312.267	10.571	0.000	7
	계			17597.249	517.997	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	405.988	10.571	0.000	7
	2	2.500	0	390.368	10.571	0.000	7
	3	1.250	0	374.748	10.571	0.000	7
	4	0.000	0	359.128	10.571	0.000	7
	5	-1.250	0	343.507	10.571	0.000	7
	6	-2.500	0	327.887	10.571	0.000	7
	7	-3.750	0	312.267	10.571	0.000	7
	계			17597.249	517.997	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	628.245	49.358	0.000	7
	2	2.500	0	538.539	49.358	0.000	7
	3	1.250	0	448.833	49.358	0.000	7
	4	0.000	0	359.128	49.358	0.000	7
	5	-1.250	0	269.422	49.358	0.000	7
	6	-2.500	0	179.716	49.358	0.000	7
	7	-3.750	0	90.010	49.358	0.000	7
	계			17597.249	2418.562	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	593.215	0.018	0.000	7
	2	2.500	0	593.126	0.018	0.000	7
	3	1.250	0	593.038	0.018	0.000	7
	4	0.000	0	592.949	0.018	0.000	7
	5	-1.250	0	592.861	0.018	0.000	7
	6	-2.500	0	592.773	0.018	0.000	7
	7	-3.750	0	592.684	0.018	0.000	7
	계			29054.524	0.905	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	398.678	13.209	0.000	7
	2	2.500	0	379.114	13.209	0.000	7
	3	1.250	0	359.550	13.209	0.000	7
	4	0.000	0	339.986	13.209	0.000	7
	5	-1.250	0	320.421	13.209	0.000	7
	6	-2.500	0	300.857	13.209	0.000	7
	7	-3.750	0	281.293	13.209	0.000	7
	계			16659.290	647.236	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	398.678	13.209	0.000	7
	2	2.500	0	379.114	13.209	0.000	7
	3	1.250	0	359.550	13.209	0.000	7
	4	0.000	0	339.986	13.209	0.000	7
	5	-1.250	0	320.421	13.209	0.000	7
	6	-2.500	0	300.857	13.209	0.000	7
	7	-3.750	0	281.293	13.209	0.000	7
	계			16659.290	647.236	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	628.245	49.358	0.000	7
	2	2.500	0	538.539	49.358	0.000	7
	3	1.250	0	448.833	49.358	0.000	7
	4	0.000	0	359.128	49.358	0.000	7
	5	-1.250	0	269.422	49.358	0.000	7
	6	-2.500	0	179.716	49.358	0.000	7
	7	-3.750	0	90.010	49.358	0.000	7
	계			17597.249	2418.562	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

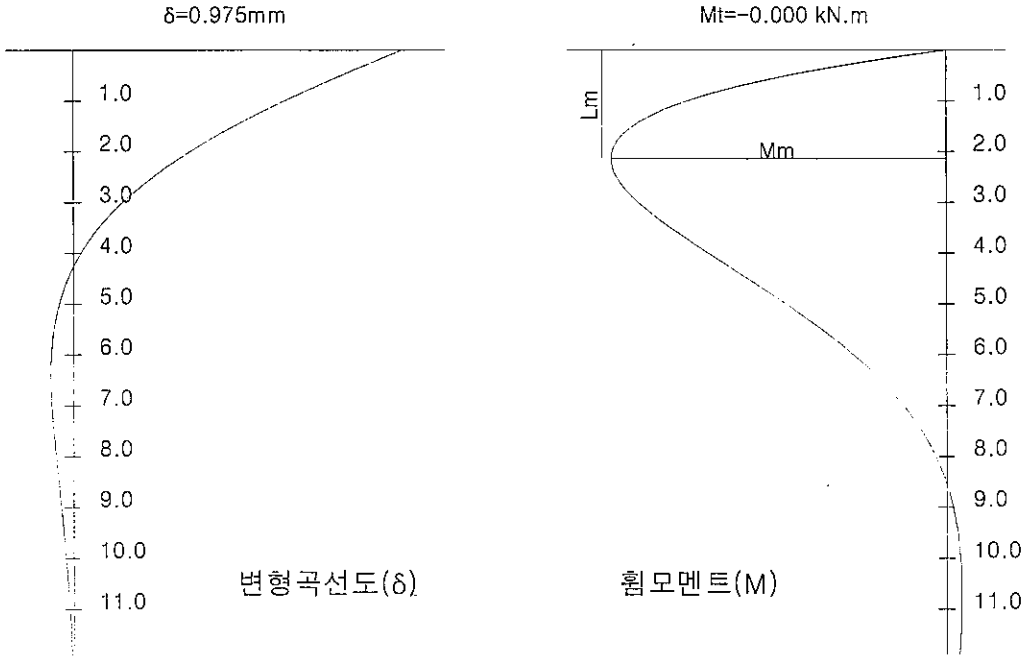
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.412 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.975 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.975 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.587	0.975	
0.793	-5.603	-4.802	0.698	
1.587	-8.019	-1.522	0.455	
2.380	-8.349	0.503	0.261	
3.173	-7.474	1.569	0.120	
3.967	-6.036	1.965	0.026	
4.760	-4.467	1.937	-0.030	
5.553	-3.024	1.675	-0.057	
6.347	-1.835	1.316	-0.065	
7.140	-0.938	0.949	-0.061	
7.933	-0.318	0.623	-0.052	
8.727	0.068	0.362	-0.039	
9.520	0.275	0.171	-0.028	
10.313	0.356	0.042	-0.018	
11.107	0.356	-0.035	-0.010	
11.900	0.310	-0.074	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB14

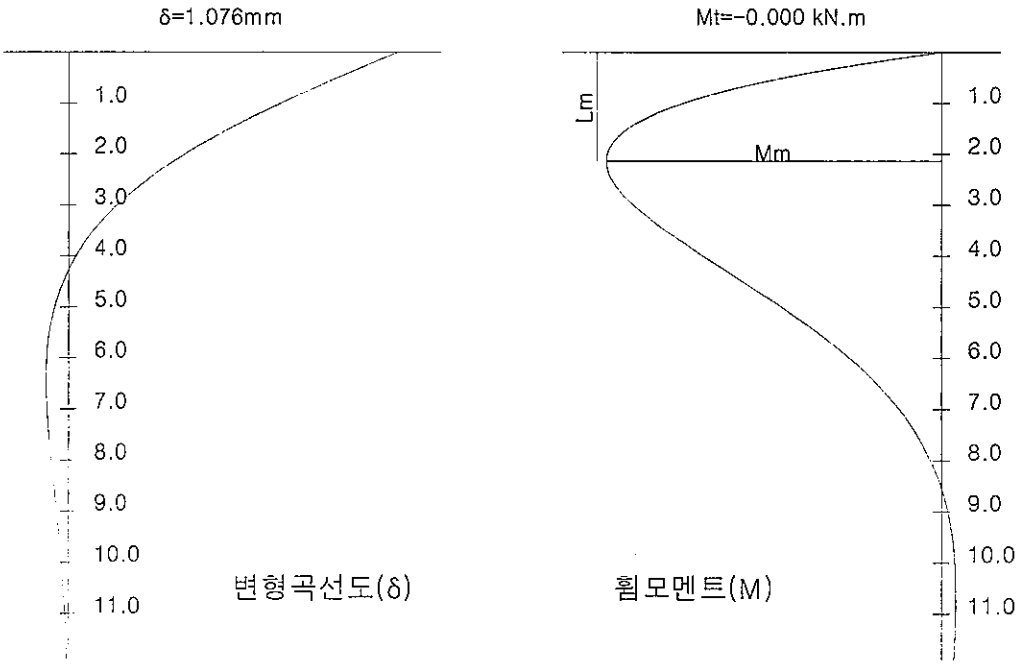
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.276 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.076 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.076 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.571	1.076	
0.793	-6.178	-5.295	0.770	
1.587	-8.842	-1.678	0.501	
2.380	-9.206	0.555	0.288	
3.173	-8.241	1.731	0.132	
3.967	-6.656	2.167	0.028	
4.760	-4.926	2.136	-0.033	
5.553	-3.334	1.847	-0.063	
6.347	-2.023	1.451	-0.072	
7.140	-1.034	1.046	-0.068	
7.933	-0.350	0.687	-0.057	
8.727	0.076	0.399	-0.043	
9.520	0.304	0.188	-0.031	
10.313	0.393	0.046	-0.019	
11.107	0.392	-0.039	-0.011	
11.900	0.342	-0.081	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SVB14

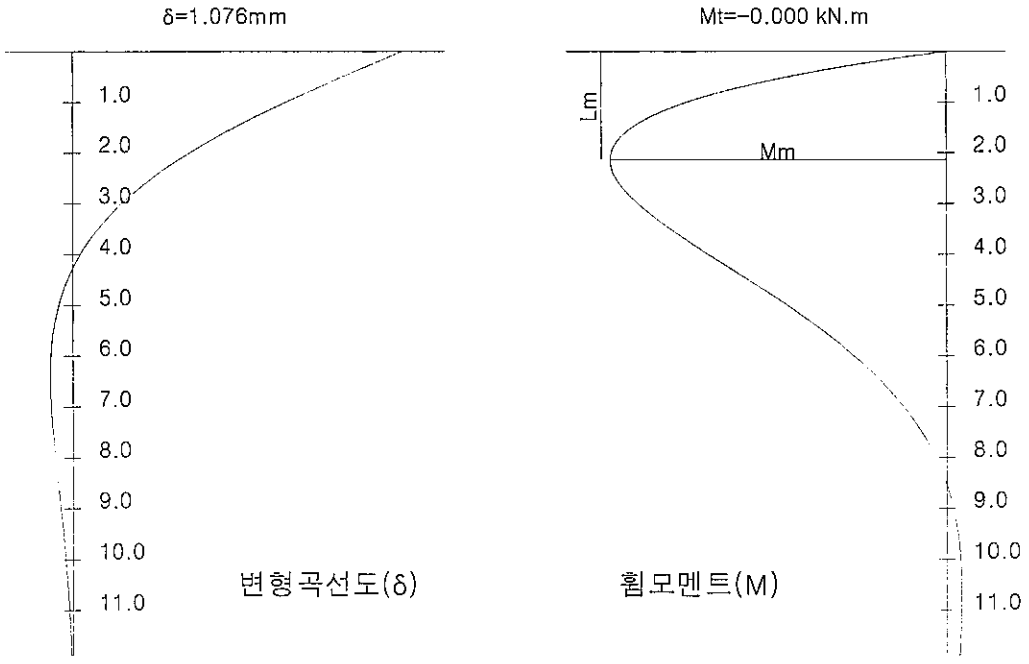
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.276 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.076 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.076 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.571	1.076	
0.793	-6.178	-5.295	0.770	
1.587	-8.842	-1.678	0.501	
2.380	-9.206	0.555	0.288	
3.173	-8.241	1.731	0.132	
3.967	-6.656	2.167	0.028	
4.760	-4.926	2.136	-0.033	
5.553	-3.334	1.847	-0.063	
6.347	-2.023	1.451	-0.072	
7.140	-1.034	1.046	-0.068	
7.933	-0.350	0.687	-0.057	
8.727	0.076	0.399	-0.043	
9.520	0.304	0.188	-0.031	
10.313	0.393	0.046	-0.019	
11.107	0.392	-0.039	-0.011	
11.900	0.342	-0.081	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

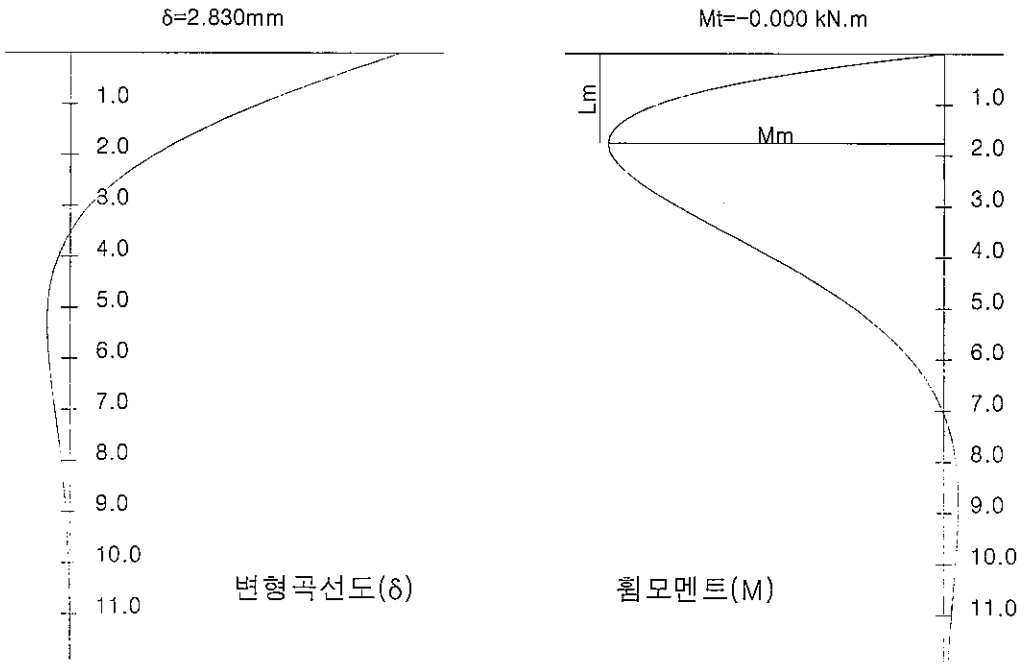
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.771 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.830 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.830 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.358	2.830	
0.793	-26.946	-20.556	1.866	
1.587	-35.533	-2.739	1.063	
2.380	-33.552	6.537	0.481	
3.173	-26.702	9.972	0.109	
3.967	-18.646	9.923	-0.093	
4.760	-11.405	8.161	-0.177	
5.553	-5.834	5.863	-0.187	
6.347	-2.062	3.702	-0.160	
7.140	0.161	1.988	-0.118	
7.933	1.230	0.793	-0.077	
8.727	1.543	0.065	-0.043	
9.520	1.427	-0.306	-0.019	
10.313	1.120	-0.436	-0.004	
11.107	0.773	-0.424	0.005	
11.900	0.466	-0.343	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB01

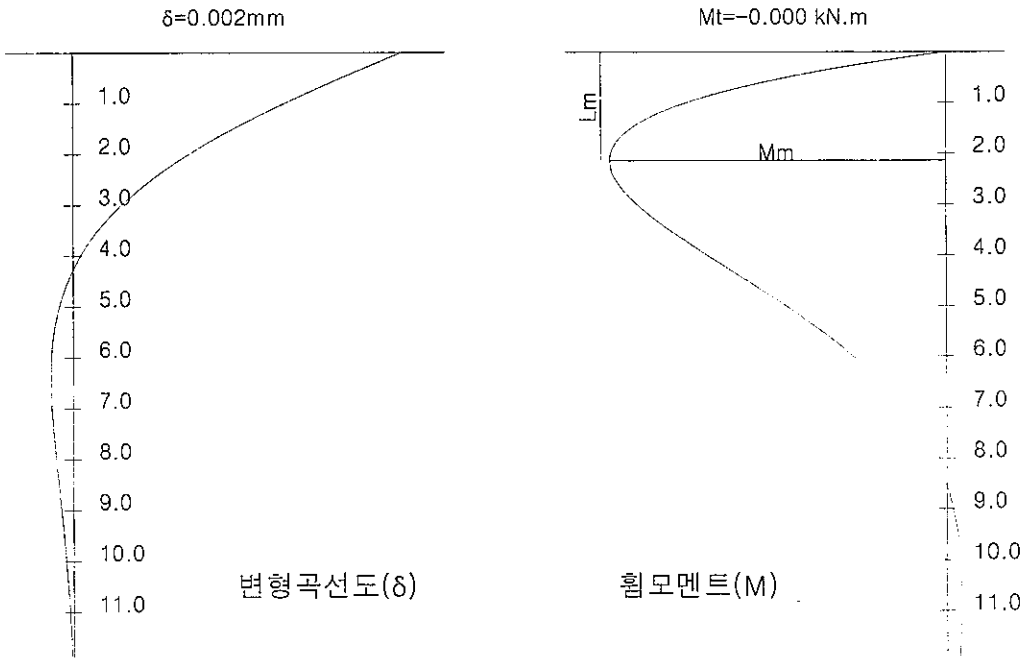
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.016 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.002 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.002 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.018	0.002	
0.793	-0.011	-0.009	0.001	
1.587	-0.015	-0.003	0.001	
2.380	-0.016	0.001	0.001	
3.173	-0.014	0.003	0.000	
3.967	-0.012	0.004	0.000	
4.760	-0.009	0.004	0.000	
5.553	-0.006	0.003	0.000	
6.347	-0.004	0.003	0.000	
7.140	-0.002	0.002	0.000	
7.933	-0.001	0.001	0.000	
8.727	0.000	0.001	0.000	
9.520	0.001	0.000	0.000	
10.313	0.001	0.000	0.000	
11.107	0.001	0.000	0.000	
11.900	0.001	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UEB14

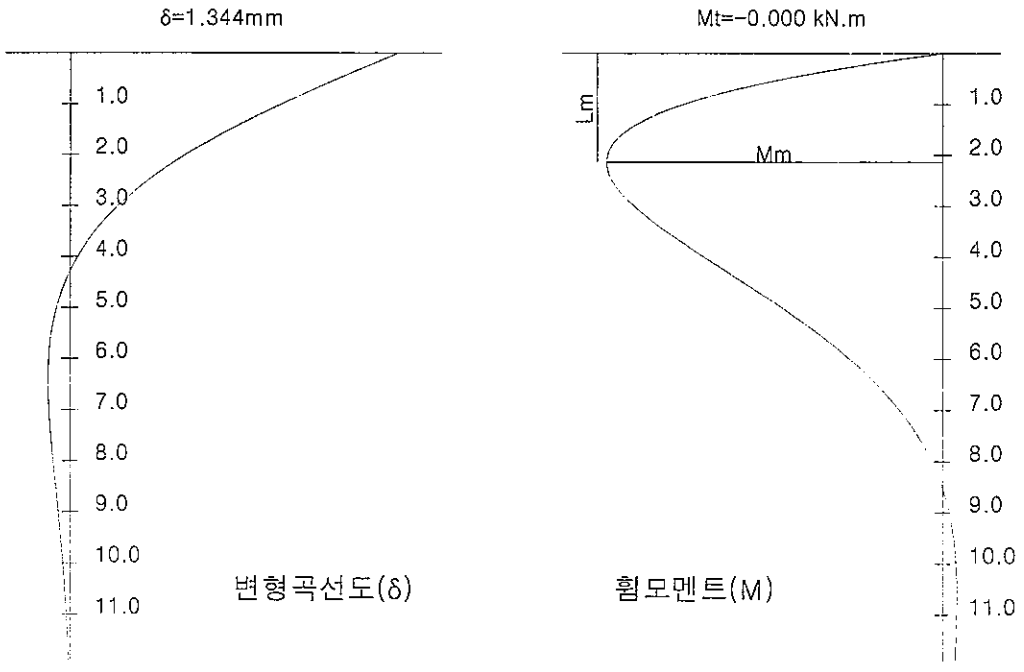
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.590 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.344 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.344 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.209	1.344	
0.793	-7.719	-6.616	0.962	
1.587	-11.048	-2.096	0.626	
2.380	-11.503	0.693	0.360	
3.173	-10.297	2.162	0.165	
3.967	-8.316	2.708	0.035	
4.760	-6.154	2.669	-0.041	
5.553	-4.166	2.308	-0.079	
6.347	-2.527	1.813	-0.090	
7.140	-1.292	1.307	-0.085	
7.933	-0.438	0.859	-0.071	
8.727	0.094	0.499	-0.054	
9.520	0.379	0.235	-0.038	
10.313	0.490	0.058	-0.024	
11.107	0.490	-0.048	-0.013	
11.900	0.428	-0.102	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : UEB14

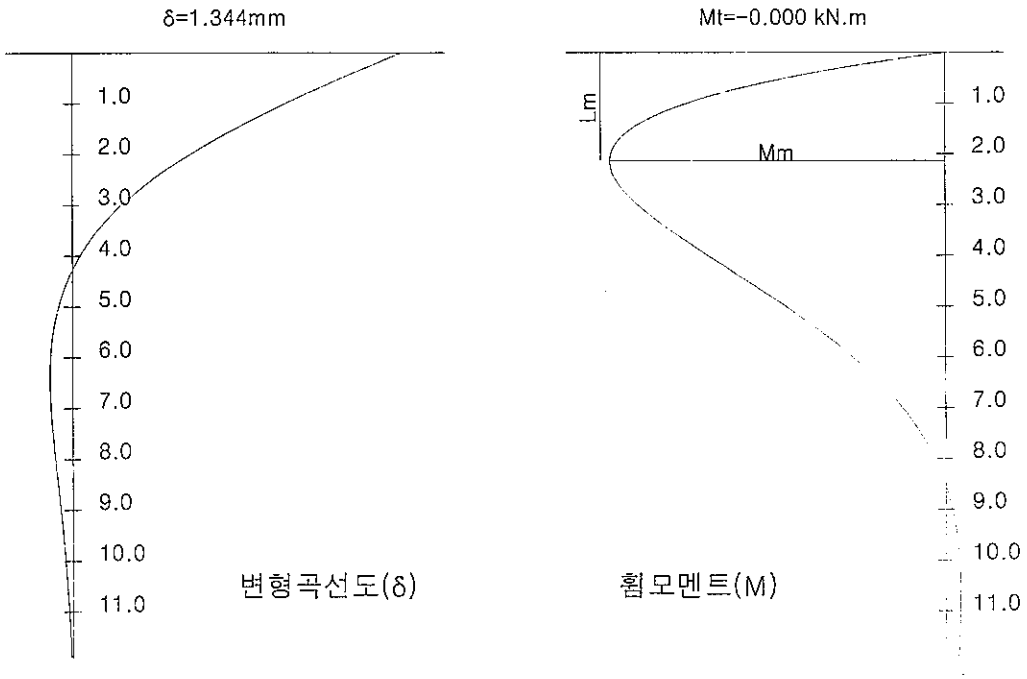
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.590 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.344 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.344 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.209	1.344	
0.793	-7.719	-6.616	0.962	
1.587	-11.048	-2.096	0.626	
2.380	-11.503	0.693	0.360	
3.173	-10.297	2.162	0.165	
3.967	-8.316	2.708	0.035	
4.760	-6.154	2.669	-0.041	
5.553	-4.166	2.308	-0.079	
6.347	-2.527	1.813	-0.090	
7.140	-1.292	1.307	-0.085	
7.933	-0.438	0.859	-0.071	
8.727	0.094	0.499	-0.054	
9.520	0.379	0.235	-0.038	
10.313	0.490	0.058	-0.024	
11.107	0.490	-0.048	-0.013	
11.900	0.428	-0.102	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULB22

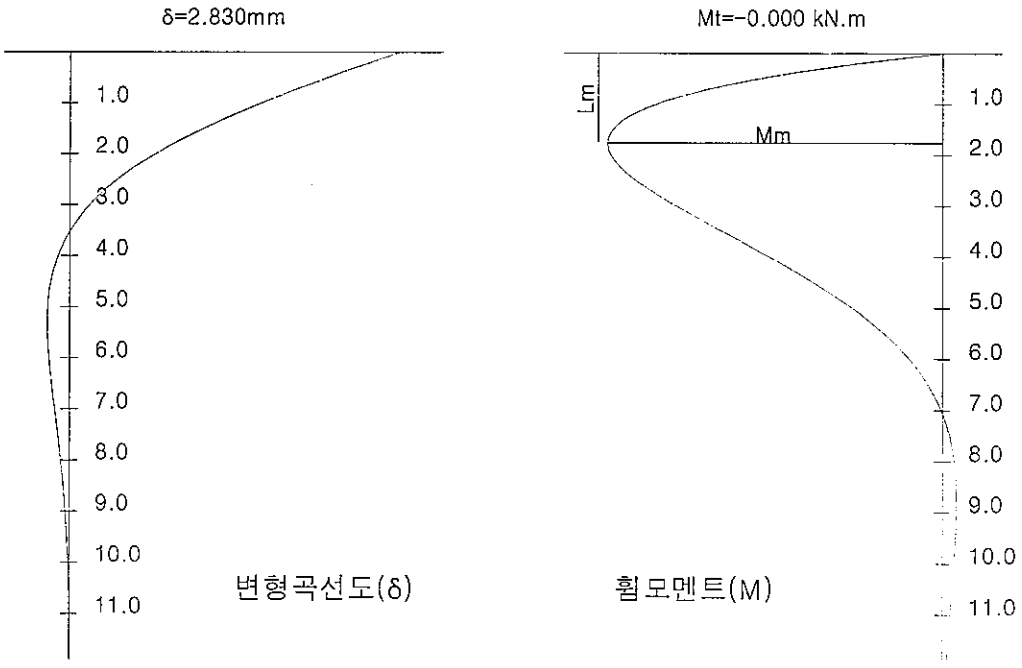
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.771 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.830 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.830 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-49.358	2.830	
0.793	-26.946	-20.556	1.866	
1.587	-35.533	-2.739	1.063	
2.380	-33.552	6.537	0.481	
3.173	-26.702	9.972	0.109	
3.967	-18.646	9.923	-0.093	
4.760	-11.405	8.161	-0.177	
5.553	-5.834	5.863	-0.187	
6.347	-2.062	3.702	-0.160	
7.140	0.161	1.988	-0.118	
7.933	1.230	0.793	-0.077	
8.727	1.543	0.065	-0.043	
9.520	1.427	-0.306	-0.019	
10.313	1.120	-0.436	-0.004	
11.107	0.773	-0.424	0.005	
11.900	0.466	-0.343	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 838.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1257.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 ㎡

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	2.150	20.000	67.539
1.571	10.000	사질토	8.500	20.000	267.035
1.571	10.000	사질토	1.250	20.000	39.275
1.571	10.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	373.850

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.0756 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.8297 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 11.900

= 18.842 kN

Pa1 = 1/3.0 x 373.850 + 18.84 = 143.459 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 373.850 + 18.84 = 205.767 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	467.556	367.986	838.000	143.459	O.K
	HINGE	461.058	374.484	838.000	143.459	O.K
COMBO 2	FIX	413.176	305.079	838.000	143.459	O.K
	HINGE	405.988	312.267	838.000	143.459	O.K
COMBO 3	FIX	413.176	305.079	838.000	143.459	O.K
	HINGE	405.988	312.267	838.000	143.459	O.K
COMBO 4	FIX	652.060	66.195	1257.000	205.767	O.K
	HINGE	628.245	90.010	1257.000	205.767	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 12.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.90/0.500 = 23.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	467.556	10.831	9.507	28.00	7.320	0.00	O.K
	HINGE	461.058	8.412	9.203	28.00	7.504	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	413.176	11.980	9.121	28.00	6.703	0.00	O.K
	HINGE	405.988	9.276	8.782	28.00	6.909	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	413.176	11.980	9.121	28.00	6.703	0.00	O.K
	HINGE	405.988	9.276	8.782	28.00	6.909	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	652.060	39.692	14.121	42.00	6.107	-5.00	O.K
	HINGE	628.245	35.771	13.505	42.00	6.283	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

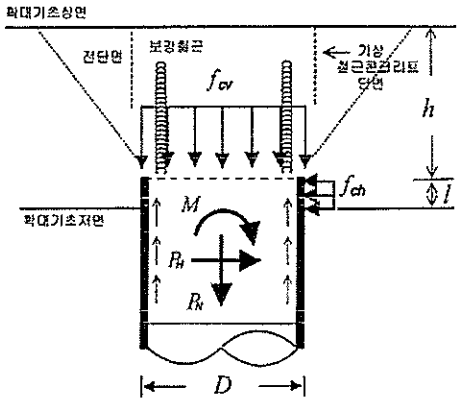
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	9.587	0.173	0.850	O.K
	HINGE	9.587	0.173	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	10.571	0.190	0.850	O.K
	HINGE	10.571	0.190	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	10.571	0.190	0.850	O.K
	HINGE	10.571	0.190	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	49.358	0.889	1.250	O.K
	HINGE	49.358	0.889	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(mm)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 467556.3 / (π/4 x 500 ²)
= 2.381 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 652060.3 / (π/4 x 500 ²)
= 3.321 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (mm)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 467556.3 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.033 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 652060.3 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.046 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 10571.364 / (500 x 100)
= 0.211 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 49358.400 / (500 x 100)
= 0.987 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

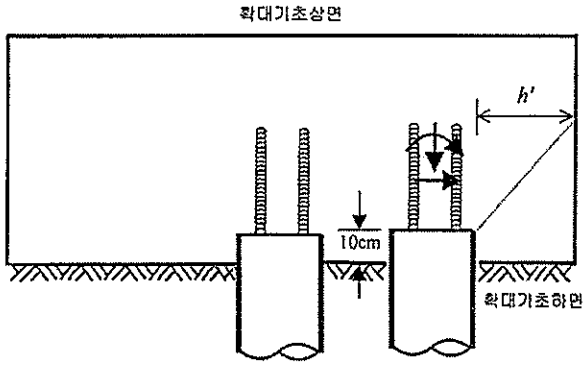
τh = 10571.364 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.018 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 49358.400 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.082 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 593222.401 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 593222.401 N ∴ O.K

18. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

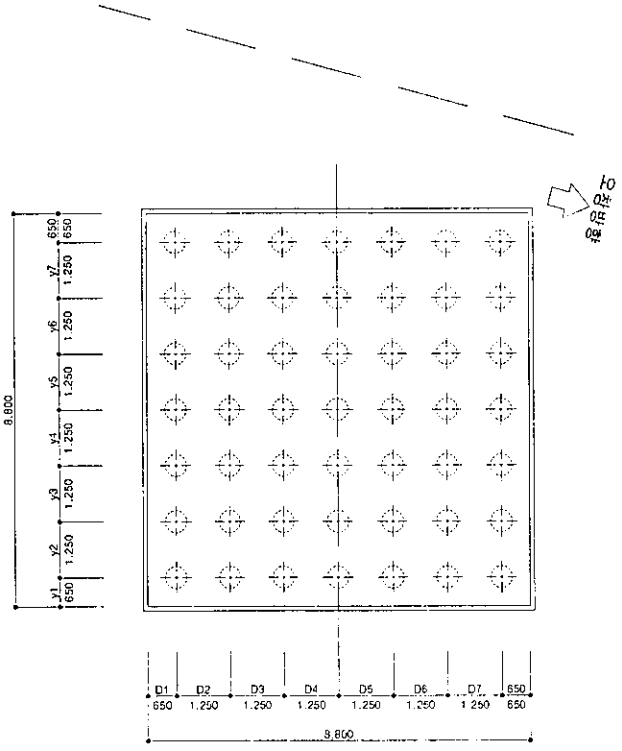
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	11.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스 fce = 4.1 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.109 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.0025 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.0099 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10
말뚝 선단의 평균 N치 N = 50
말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m
원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구 분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	19680.081	465.885	3513.735	SVB16
	COMBO 2	16797.584	509.594	3827.955	SVB14
	COMBO 3	16797.584	509.594	3827.955	SVB14
	COMBO 4	16797.584	2379.022	21713.047	SVB22
계수하중	COMBO 1	28034.227	0.905	48.244	ULB01
	COMBO 2	15899.609	637.253	4785.853	UEB14
	COMBO 3	15899.609	637.253	4785.853	UEB14
	COMBO 4	16797.584	2379.022	21713.047	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ ; 말뚝의 환산단면적

a = 0.010 x (L/D) + 0.36 = 0.598

Kv = a x Ap x Ep / L = 218094.118 kN/m ; 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{HO} = \frac{1}{0.3}\alpha E_O \qquad k_H = k_{HO}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1200 x N = 1200 x 10 = 12000 kN/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.322	27269.26
2.322	2.681	15331.97
2.681	2.718	14526.25
2.718	2.721	14452.92
2.721	2.722	14446.06
2.722	2.722	14445.42
2.722	2.722	14445.36

Kh = 14445.35 kN/㎥

β = 0.367 m-1

βL = 0.367 x 11.9000 = 4.372 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	1.952	54538.53
1.952	2.218	32722.73
2.218	2.245	31192.54
2.245	2.248	31052.80
2.248	2.248	31039.74
2.248	2.248	31038.51
2.248	2.248	31038.40

Kh = 31038.39 kN/㎥

β = 0.445 m-1

βL = 0.445 x 11.9000 = 5.294 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 측직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19657.232	34885.956	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26749.559	39210.478	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	72801.594	88142.151	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	963204.4	1709411.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1310728.4	-1921313.4
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10686611.8	10686611.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	70358601.6	71110288.9
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0005660	0.0018416	0.0000605	COMBO 1	0.0000019	0.0026233	0.0000007
COMBO 2	0.0006188	0.0015718	0.0000659	COMBO 2	0.0007738	0.0014878	0.0000824
COMBO 3	0.0006188	0.0015718	0.0000659	COMBO 3	0.0007738	0.0014878	0.0000824
COMBO 4	0.0017893	0.0015718	0.0003537	COMBO 4	0.0017893	0.0015718	0.0003537

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 1.789 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0005660	0.0020684	0.0000605	451.102	9.508	-10.737
	2	0.0005660	0.0019928	0.0000605	434.612	9.508	-10.737
	3	0.0005660	0.0019172	0.0000605	418.123	9.508	-10.737
	4	0.0005660	0.0018416	0.0000605	401.634	9.508	-10.737
	5	0.0005660	0.0017660	0.0000605	385.145	9.508	-10.737
	6	0.0005660	0.0016904	0.0000605	368.656	9.508	-10.737
	7	0.0005660	0.0016147	0.0000605	352.167	9.508	-10.737
COMBO 2	1	0.0006188	0.0018191	0.0000659	396.732	10.400	-11.752
	2	0.0006188	0.0017367	0.0000659	378.757	10.400	-11.752
	3	0.0006188	0.0016543	0.0000659	360.783	10.400	-11.752
	4	0.0006188	0.0015718	0.0000659	342.808	10.400	-11.752
	5	0.0006188	0.0014894	0.0000659	324.833	10.400	-11.752
	6	0.0006188	0.0014070	0.0000659	306.858	10.400	-11.752
	7	0.0006188	0.0013246	0.0000659	288.884	10.400	-11.752
COMBO 3	1	0.0006188	0.0018191	0.0000659	396.732	10.400	-11.752
	2	0.0006188	0.0017367	0.0000659	378.757	10.400	-11.752
	3	0.0006188	0.0016543	0.0000659	360.783	10.400	-11.752
	4	0.0006188	0.0015718	0.0000659	342.808	10.400	-11.752
	5	0.0006188	0.0014894	0.0000659	324.833	10.400	-11.752
	6	0.0006188	0.0014070	0.0000659	306.858	10.400	-11.752
	7	0.0006188	0.0013246	0.0000659	288.884	10.400	-11.752
COMBO 4	1	0.0017893	0.0028982	0.0003537	632.071	48.551	-38.983
	2	0.0017893	0.0024561	0.0003537	535.650	48.551	-38.983
	3	0.0017893	0.0020139	0.0003537	439.229	48.551	-38.983
	4	0.0017893	0.0015718	0.0003537	342.808	48.551	-38.983
	5	0.0017893	0.0011297	0.0003537	246.387	48.551	-38.983
	6	0.0017893	0.0006876	0.0003537	149.965	48.551	-38.983
	7	0.0017893	0.0002455	0.0003537	53.544	48.551	-38.983

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000019	0.0026260	0.0000007	572.717	0.018	0.001
	2	0.0000019	0.0026251	0.0000007	572.520	0.018	0.001
	3	0.0000019	0.0026242	0.0000007	572.324	0.018	0.001
	4	0.0000019	0.0026233	0.0000007	572.127	0.018	0.001
	5	0.0000019	0.0026224	0.0000007	571.930	0.018	0.001
	6	0.0000019	0.0026215	0.0000007	571.734	0.018	0.001
	7	0.0000019	0.0026206	0.0000007	571.537	0.018	0.001
COMBO 2	1	0.0007738	0.0017969	0.0000824	391.902	13.005	-14.697
	2	0.0007738	0.0016939	0.0000824	369.429	13.005	-14.697
	3	0.0007738	0.0015909	0.0000824	346.955	13.005	-14.697
	4	0.0007738	0.0014878	0.0000824	324.482	13.005	-14.697
	5	0.0007738	0.0013848	0.0000824	302.008	13.005	-14.697
	6	0.0007738	0.0012817	0.0000824	279.535	13.005	-14.697
	7	0.0007738	0.0011787	0.0000824	257.062	13.005	-14.697
COMBO 3	1	0.0007738	0.0017969	0.0000824	391.902	13.005	-14.697
	2	0.0007738	0.0016939	0.0000824	369.429	13.005	-14.697
	3	0.0007738	0.0015909	0.0000824	346.955	13.005	-14.697
	4	0.0007738	0.0014878	0.0000824	324.482	13.005	-14.697
	5	0.0007738	0.0013848	0.0000824	302.008	13.005	-14.697
	6	0.0007738	0.0012817	0.0000824	279.535	13.005	-14.697
	7	0.0007738	0.0011787	0.0000824	257.062	13.005	-14.697
COMBO 4	1	0.0017893	0.0028982	0.0003537	632.071	48.551	-38.983
	2	0.0017893	0.0024561	0.0003537	535.650	48.551	-38.983
	3	0.0017893	0.0020139	0.0003537	439.229	48.551	-38.983
	4	0.0017893	0.0015718	0.0003537	342.808	48.551	-38.983
	5	0.0017893	0.0011297	0.0003537	246.387	48.551	-38.983
	6	0.0017893	0.0006876	0.0003537	149.965	48.551	-38.983
	7	0.0017893	0.0002455	0.0003537	53.544	48.551	-38.983

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	451.102	9.508	-10.737	7
	2	2.500	0	434.612	9.508	-10.737	7
	3	1.250	0	418.123	9.508	-10.737	7
	4	0.000	0	401.634	9.508	-10.737	7
	5	-1.250	0	385.145	9.508	-10.737	7
	6	-2.500	0	368.656	9.508	-10.737	7
	7	-3.750	0	352.167	9.508	-10.737	7
	계			19680.081	465.885	3513.735	49
COMBO 2	1	3.750	0	396.732	10.400	-11.752	7
	2	2.500	0	378.757	10.400	-11.752	7
	3	1.250	0	360.783	10.400	-11.752	7
	4	0.000	0	342.808	10.400	-11.752	7
	5	-1.250	0	324.833	10.400	-11.752	7
	6	-2.500	0	306.858	10.400	-11.752	7
	7	-3.750	0	288.884	10.400	-11.752	7
	계			16797.584	509.594	3827.955	49
COMBO 3	1	3.750	0	396.732	10.400	-11.752	7
	2	2.500	0	378.757	10.400	-11.752	7
	3	1.250	0	360.783	10.400	-11.752	7
	4	0.000	0	342.808	10.400	-11.752	7
	5	-1.250	0	324.833	10.400	-11.752	7
	6	-2.500	0	306.858	10.400	-11.752	7
	7	-3.750	0	288.884	10.400	-11.752	7
	계			16797.584	509.594	3827.955	49
COMBO 4	1	3.750	0	632.071	48.551	-38.983	7
	2	2.500	0	535.650	48.551	-38.983	7
	3	1.250	0	439.229	48.551	-38.983	7
	4	0.000	0	342.808	48.551	-38.983	7
	5	-1.250	0	246.387	48.551	-38.983	7
	6	-2.500	0	149.965	48.551	-38.983	7
	7	-3.750	0	53.544	48.551	-38.983	7
	계			16797.584	2379.022	21713.047	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	572.717	0.018	0.001	7
	2	2.500	0	572.520	0.018	0.001	7
	3	1.250	0	572.324	0.018	0.001	7
	4	0.000	0	572.127	0.018	0.001	7
	5	-1.250	0	571.930	0.018	0.001	7
	6	-2.500	0	571.734	0.018	0.001	7
	7	-3.750	0	571.537	0.018	0.001	7
	계			28034.227	0.905	48.244	49
COMBO 2	1	3.750	0	391.902	13.005	-14.697	7
	2	2.500	0	369.429	13.005	-14.697	7
	3	1.250	0	346.955	13.005	-14.697	7
	4	0.000	0	324.482	13.005	-14.697	7
	5	-1.250	0	302.008	13.005	-14.697	7
	6	-2.500	0	279.535	13.005	-14.697	7
	7	-3.750	0	257.062	13.005	-14.697	7
	계			15899.609	637.253	4785.853	49
COMBO 3	1	3.750	0	391.902	13.005	-14.697	7
	2	2.500	0	369.429	13.005	-14.697	7
	3	1.250	0	346.955	13.005	-14.697	7
	4	0.000	0	324.482	13.005	-14.697	7
	5	-1.250	0	302.008	13.005	-14.697	7
	6	-2.500	0	279.535	13.005	-14.697	7
	7	-3.750	0	257.062	13.005	-14.697	7
	계			15899.609	637.253	4785.853	49
COMBO 4	1	3.750	0	632.071	48.551	-38.983	7
	2	2.500	0	535.650	48.551	-38.983	7
	3	1.250	0	439.229	48.551	-38.983	7
	4	0.000	0	342.808	48.551	-38.983	7
	5	-1.250	0	246.387	48.551	-38.983	7
	6	-2.500	0	149.965	48.551	-38.983	7
	7	-3.750	0	53.544	48.551	-38.983	7
	계			16797.584	2379.022	21713.047	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

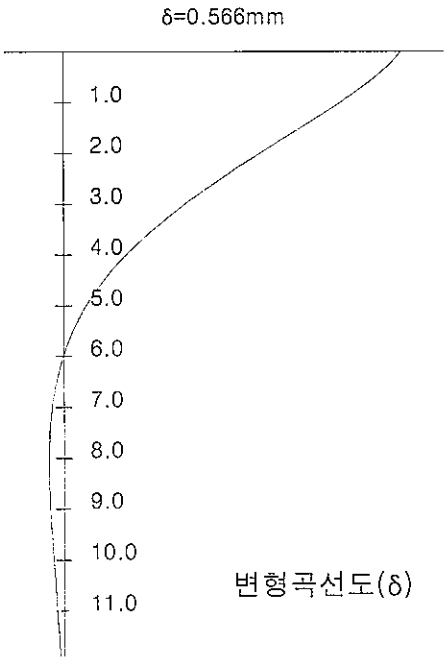
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

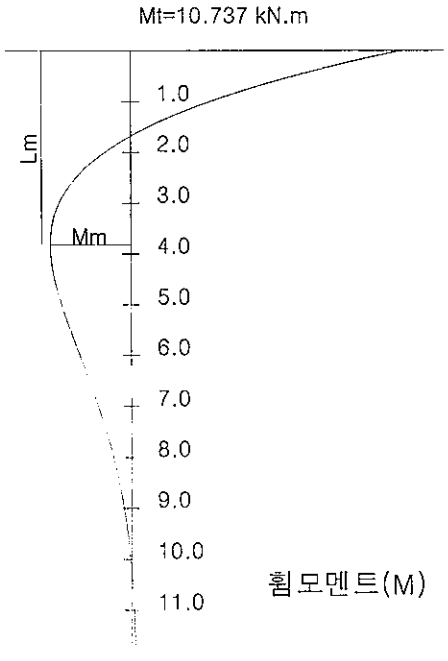
- 최대모멘트 및 깊이 : -3.229 kN.m, 3.816 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.566 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.566 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	10.737	-9.508	0.566	
0.793	4.433	-6.457	0.491	
1.587	0.351	-3.934	0.387	
2.380	-1.972	-2.026	0.280	
3.173	-3.019	-0.703	0.184	
3.967	-3.220	0.124	0.108	
4.760	-2.923	0.570	0.051	
5.553	-2.386	0.747	0.013	
6.347	-1.784	0.751	-0.010	
7.140	-1.221	0.657	-0.021	
7.933	-0.752	0.522	-0.025	
8.727	-0.394	0.380	-0.024	
9.520	-0.145	0.253	-0.020	
10.313	0.013	0.149	-0.016	
11.107	0.099	0.073	-0.011	
11.900	0.135	0.021	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : SVB14

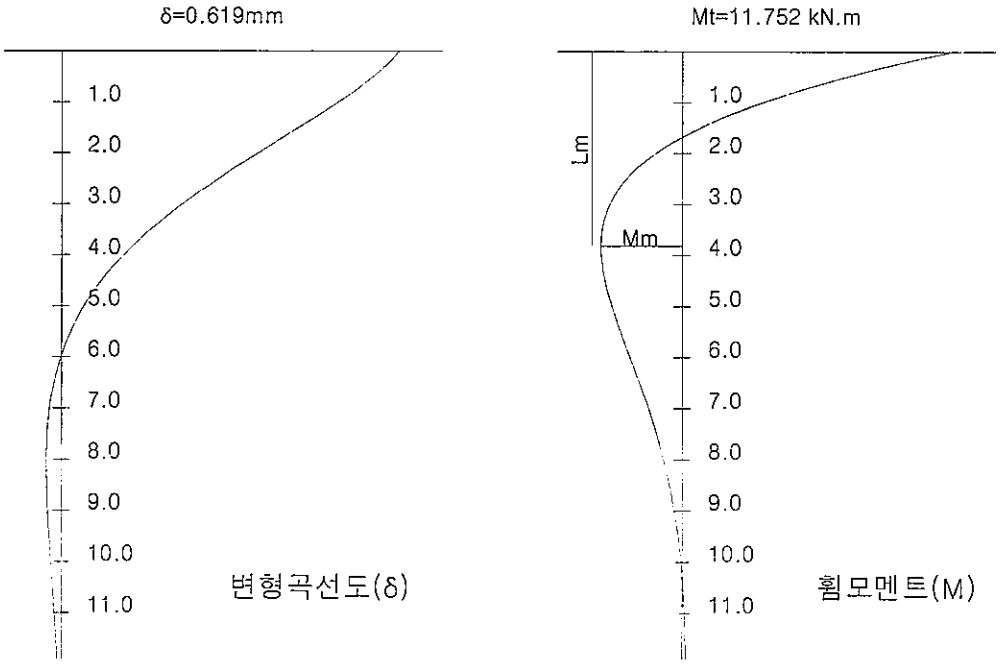
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.530 kN.m, 3.818 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.619 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.619 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	11.752	-10.400	0.619	
0.793	4.856	-7.064	0.537	
1.587	0.390	-4.305	0.423	
2.380	-2.153	-2.218	0.306	
3.173	-3.299	-0.771	0.202	
3.967	-3.520	0.134	0.118	
4.760	-3.196	0.623	0.056	
5.553	-2.610	0.816	0.015	
6.347	-1.951	0.821	-0.011	
7.140	-1.335	0.719	-0.023	
7.933	-0.822	0.571	-0.027	
8.727	-0.432	0.416	-0.026	
9.520	-0.159	0.276	-0.022	
10.313	0.014	0.163	-0.017	
11.107	0.108	0.080	-0.012	
11.900	0.147	0.023	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SVB14

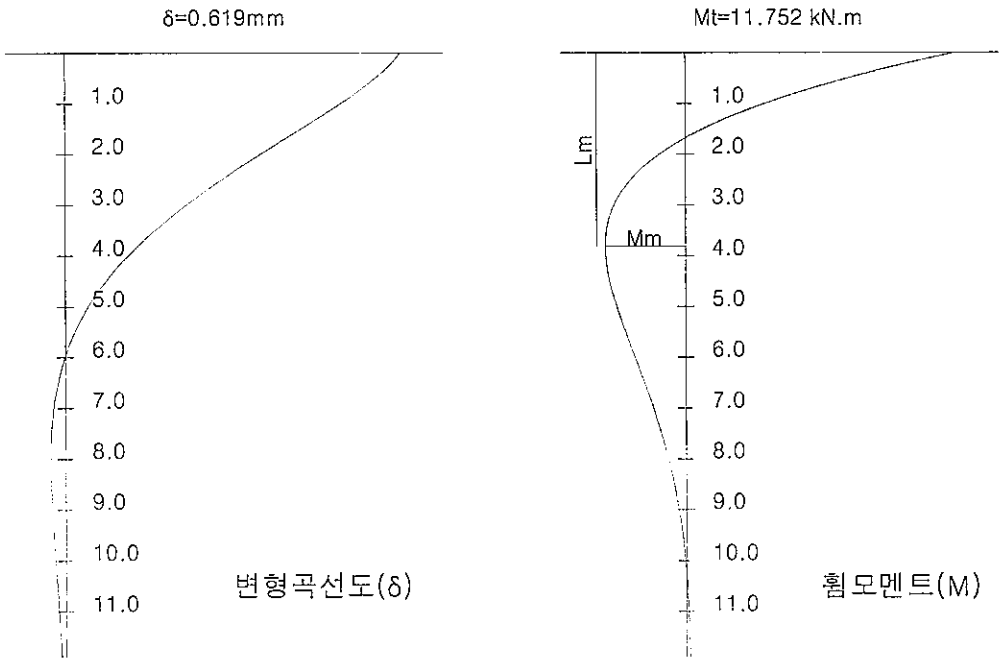
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.530 kN.m, 3.818 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.619 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.619 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	11.752	-10.400	0.619	
0.793	4.856	-7.064	0.537	
1.587	0.390	-4.305	0.423	
2.380	-2.153	-2.218	0.306	
3.173	-3.299	-0.771	0.202	
3.967	-3.520	0.134	0.118	
4.760	-3.196	0.623	0.056	
5.553	-2.610	0.816	0.015	
6.347	-1.951	0.821	-0.011	
7.140	-1.335	0.719	-0.023	
7.933	-0.822	0.571	-0.027	
8.727	-0.432	0.416	-0.026	
9.520	-0.159	0.276	-0.022	
10.313	0.014	0.163	-0.017	
11.107	0.108	0.080	-0.012	
11.900	0.147	0.023	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : SVB22

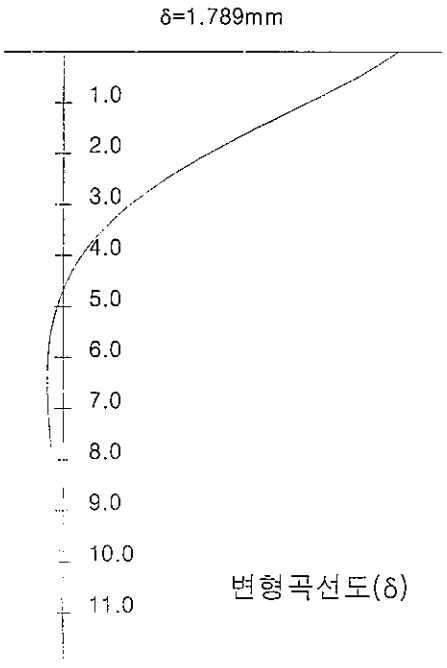
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

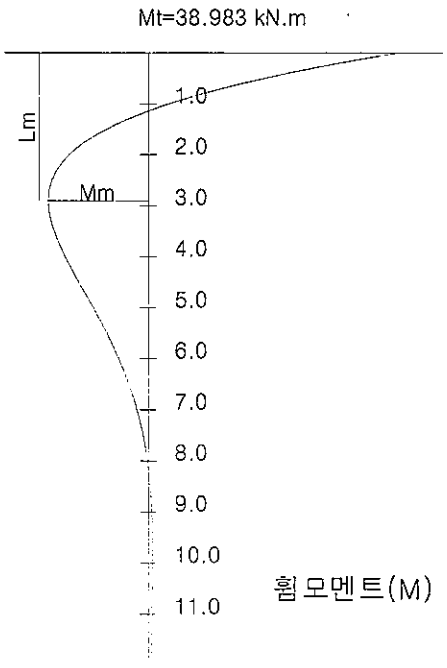
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.582 kN.m, 2.906 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.789 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.789 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	38.983	-48.551	1.789	
0.793	8.664	-28.643	1.421	
1.587	-7.820	-13.801	0.991	
2.380	-14.590	-4.058	0.605	
3.173	-15.378	1.462	0.308	
3.967	-13.076	3.932	0.108	
4.760	-9.650	4.463	-0.010	
5.553	-6.270	3.944	-0.066	
6.347	-3.504	2.997	-0.082	
7.140	-1.525	2.005	-0.076	
7.933	-0.281	1.165	-0.060	
8.727	0.382	0.546	-0.041	
9.520	0.643	0.145	-0.025	
10.313	0.659	-0.079	-0.012	
11.107	0.552	-0.175	-0.004	
11.900	0.402	-0.192	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB01

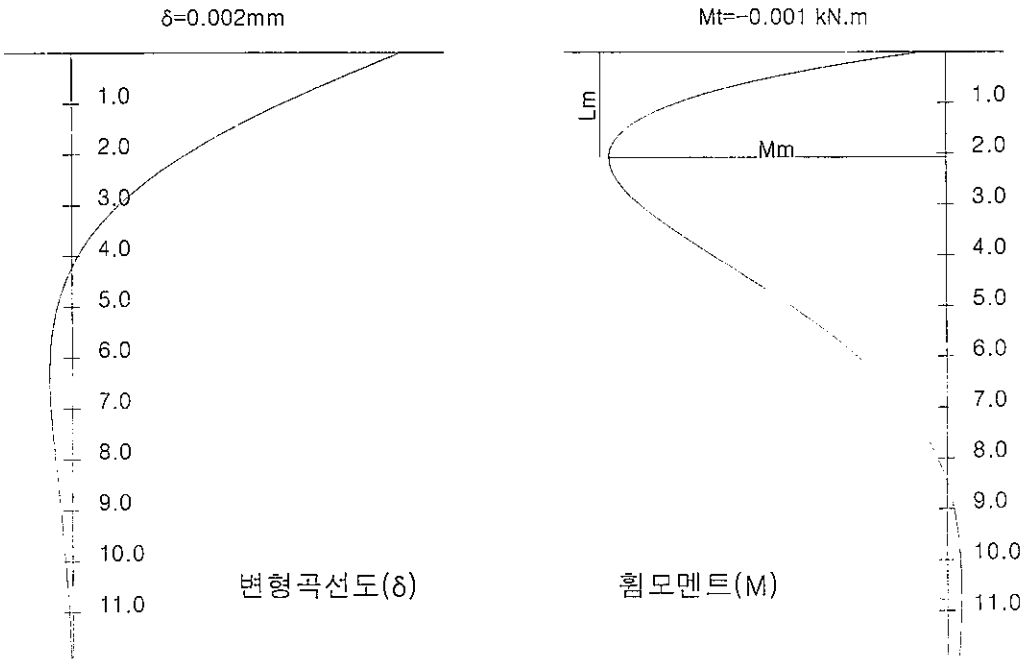
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.017 kN.m, 2.077 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.002 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.002 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	-0.001	-0.018	0.002	
0.793	-0.012	-0.009	0.001	
1.587	-0.016	-0.003	0.001	
2.380	-0.017	0.001	0.001	
3.173	-0.015	0.003	0.000	
3.967	-0.012	0.004	0.000	
4.760	-0.009	0.004	0.000	
5.553	-0.006	0.003	0.000	
6.347	-0.004	0.003	0.000	
7.140	-0.002	0.002	0.000	
7.933	-0.001	0.001	0.000	
8.727	0.000	0.001	0.000	
9.520	0.001	0.000	0.000	
10.313	0.001	0.000	0.000	
11.107	0.001	0.000	0.000	
11.900	0.001	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UEB14

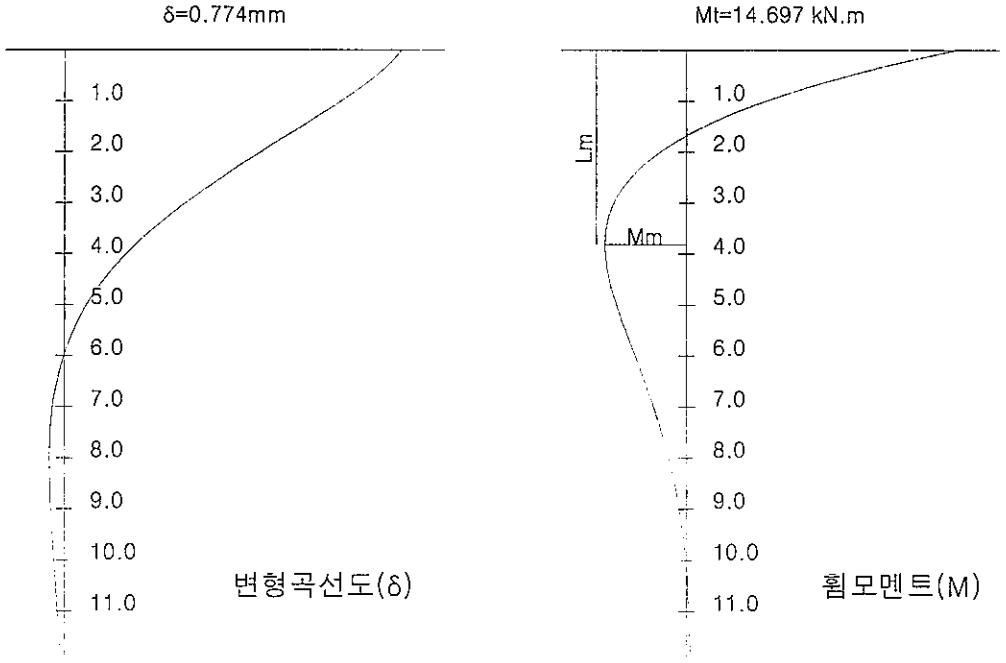
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.414 kN.m, 3.818 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.774 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.774 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	14.697	-13.005	0.774	
0.793	6.073	-8.833	0.672	
1.587	0.488	-5.383	0.529	
2.380	-2.692	-2.773	0.383	
3.173	-4.125	-0.965	0.252	
3.967	-4.401	0.168	0.147	
4.760	-3.997	0.778	0.070	
5.553	-3.263	1.021	0.018	
6.347	-2.440	1.026	-0.013	
7.140	-1.670	0.899	-0.029	
7.933	-1.028	0.714	-0.034	
8.727	-0.540	0.520	-0.033	
9.520	-0.198	0.346	-0.028	
10.313	0.017	0.204	-0.021	
11.107	0.136	0.100	-0.015	
11.900	0.184	0.028	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : UEB14

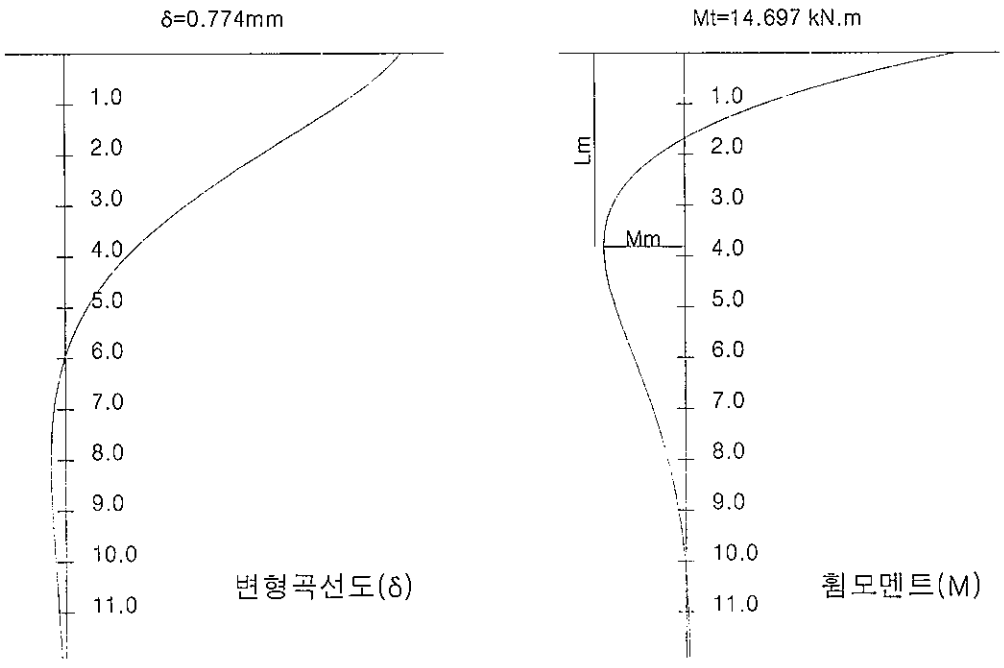
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.414 kN.m, 3.818 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.774 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.774 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	14.697	-13.005	0.774	
0.793	6.073	-8.833	0.672	
1.587	0.488	-5.383	0.529	
2.380	-2.692	-2.773	0.383	
3.173	-4.125	-0.965	0.252	
3.967	-4.401	0.168	0.147	
4.760	-3.997	0.778	0.070	
5.553	-3.263	1.021	0.018	
6.347	-2.440	1.026	-0.013	
7.140	-1.670	0.899	-0.029	
7.933	-1.028	0.714	-0.034	
8.727	-0.540	0.520	-0.033	
9.520	-0.198	0.346	-0.028	
10.313	0.017	0.204	-0.021	
11.107	0.136	0.100	-0.015	
11.900	0.184	0.028	-0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULB22

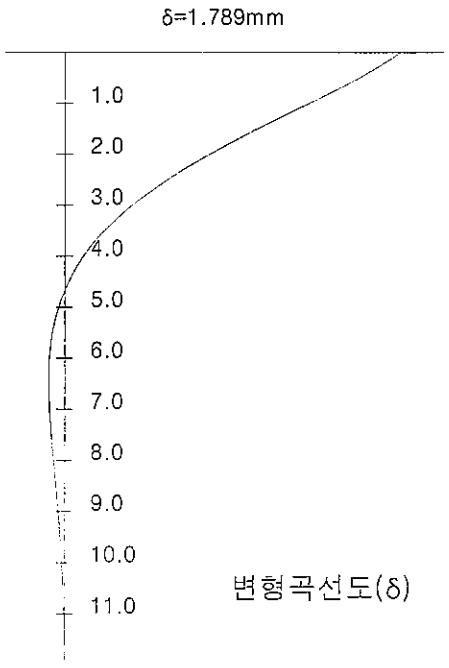
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

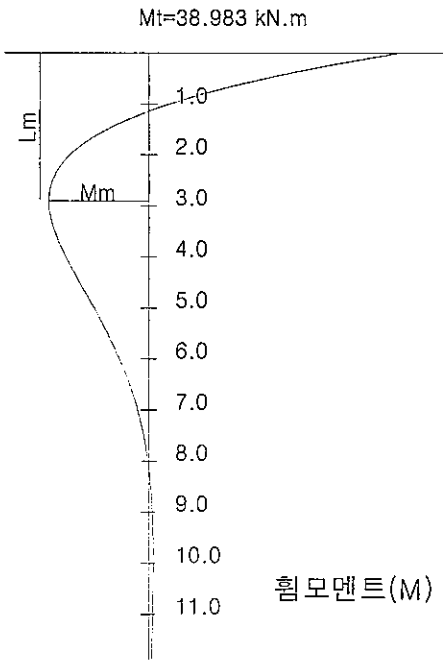
- 최대모멘트 및 깊이 : -15.582 kN.m, 2.906 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.789 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.789 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	38.983	-48.551	1.789	
0.793	8.664	-28.643	1.421	
1.587	-7.820	-13.801	0.991	
2.380	-14.590	-4.058	0.605	
3.173	-15.378	1.462	0.308	
3.967	-13.076	3.932	0.108	
4.760	-9.650	4.463	-0.010	
5.553	-6.270	3.944	-0.066	
6.347	-3.504	2.997	-0.082	
7.140	-1.525	2.005	-0.076	
7.933	-0.281	1.165	-0.060	
8.727	0.382	0.546	-0.041	
9.520	0.643	0.145	-0.025	
10.313	0.659	-0.079	-0.012	
11.107	0.552	-0.175	-0.004	
11.900	0.402	-0.192	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9828.616	17442.978	$2EI\ \beta^3$	kN/m
K2	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K3	0.000	0.000	0.000	kN/rad
K4	0.000	0.000	0.000	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	481602.2	854705.9
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10686611.8	10686611.8
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	66791323.5	66791323.5
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구 분	사용하중			구 분	계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)		δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0009674	0.0018416	0.0000526	COMBO 1	0.0000019	0.0026233	0.0000007
COMBO 2	0.0010581	0.0015718	0.0000573	COMBO 2	0.0013232	0.0014878	0.0000717
COMBO 3	0.0010581	0.0015718	0.0000573	COMBO 3	0.0013232	0.0014878	0.0000717
COMBO 4	0.0027834	0.0015718	0.0003251	COMBO 4	0.0027834	0.0015718	0.0003251

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 2.783 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0009674	0.0020388	0.0000526	444.660	9.508	0.000
	2	0.0009674	0.0019731	0.0000526	430.318	9.508	0.000
	3	0.0009674	0.0019073	0.0000526	415.976	9.508	0.000
	4	0.0009674	0.0018416	0.0000526	401.634	9.508	0.000
	5	0.0009674	0.0017758	0.0000526	387.293	9.508	0.000
	6	0.0009674	0.0017100	0.0000526	372.951	9.508	0.000
	7	0.0009674	0.0016443	0.0000526	358.609	9.508	0.000
COMBO 2	1	0.0010581	0.0017868	0.0000573	389.681	10.400	0.000
	2	0.0010581	0.0017151	0.0000573	374.056	10.400	0.000
	3	0.0010581	0.0016435	0.0000573	358.432	10.400	0.000
	4	0.0010581	0.0015718	0.0000573	342.808	10.400	0.000
	5	0.0010581	0.0015002	0.0000573	327.184	10.400	0.000
	6	0.0010581	0.0014286	0.0000573	311.559	10.400	0.000
	7	0.0010581	0.0013569	0.0000573	295.935	10.400	0.000
COMBO 3	1	0.0010581	0.0017868	0.0000573	389.681	10.400	0.000
	2	0.0010581	0.0017151	0.0000573	374.056	10.400	0.000
	3	0.0010581	0.0016435	0.0000573	358.432	10.400	0.000
	4	0.0010581	0.0015718	0.0000573	342.808	10.400	0.000
	5	0.0010581	0.0015002	0.0000573	327.184	10.400	0.000
	6	0.0010581	0.0014286	0.0000573	311.559	10.400	0.000
	7	0.0010581	0.0013569	0.0000573	295.935	10.400	0.000
COMBO 4	1	0.0027834	0.0027909	0.0003251	608.682	48.551	0.000
	2	0.0027834	0.0023846	0.0003251	520.057	48.551	0.000
	3	0.0027834	0.0019782	0.0003251	431.433	48.551	0.000
	4	0.0027834	0.0015718	0.0003251	342.808	48.551	0.000
	5	0.0027834	0.0011655	0.0003251	254.183	48.551	0.000
	6	0.0027834	0.0007591	0.0003251	165.558	48.551	0.000
	7	0.0027834	0.0003528	0.0003251	76.934	48.551	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000019	0.0026260	0.0000007	572.718	0.018	0.000
	2	0.0000019	0.0026251	0.0000007	572.521	0.018	0.000
	3	0.0000019	0.0026242	0.0000007	572.324	0.018	0.000
	4	0.0000019	0.0026233	0.0000007	572.127	0.018	0.000
	5	0.0000019	0.0026224	0.0000007	571.930	0.018	0.000
	6	0.0000019	0.0026215	0.0000007	571.733	0.018	0.000
	7	0.0000019	0.0026206	0.0000007	571.536	0.018	0.000
COMBO 2	1	0.0013232	0.0017565	0.0000717	383.084	13.005	0.000
	2	0.0013232	0.0016669	0.0000717	363.550	13.005	0.000
	3	0.0013232	0.0015774	0.0000717	344.016	13.005	0.000
	4	0.0013232	0.0014878	0.0000717	324.482	13.005	0.000
	5	0.0013232	0.0013982	0.0000717	304.948	13.005	0.000
	6	0.0013232	0.0013087	0.0000717	285.414	13.005	0.000
	7	0.0013232	0.0012191	0.0000717	265.880	13.005	0.000
COMBO 3	1	0.0013232	0.0017565	0.0000717	383.084	13.005	0.000
	2	0.0013232	0.0016669	0.0000717	363.550	13.005	0.000
	3	0.0013232	0.0015774	0.0000717	344.016	13.005	0.000
	4	0.0013232	0.0014878	0.0000717	324.482	13.005	0.000
	5	0.0013232	0.0013982	0.0000717	304.948	13.005	0.000
	6	0.0013232	0.0013087	0.0000717	285.414	13.005	0.000
	7	0.0013232	0.0012191	0.0000717	265.880	13.005	0.000
COMBO 4	1	0.0027834	0.0027909	0.0003251	608.682	48.551	0.000
	2	0.0027834	0.0023846	0.0003251	520.057	48.551	0.000
	3	0.0027834	0.0019782	0.0003251	431.433	48.551	0.000
	4	0.0027834	0.0015718	0.0003251	342.808	48.551	0.000
	5	0.0027834	0.0011655	0.0003251	254.183	48.551	0.000
	6	0.0027834	0.0007591	0.0003251	165.558	48.551	0.000
	7	0.0027834	0.0003528	0.0003251	76.934	48.551	0.000

▣ 말뚝머리 작용력 : 기초응력 검토시

$V(i) = Pn(i) \times \cos\theta(i) - Ph(i) \times \sin\theta(i)$

$H(i) = Pn(i) \times \sin\theta(i) + Ph(i) \times \cos\theta(i)$

$Ht = \sum H(i) \times N$

$Vt = \sum V(i) \times N$

$Mt = \sum (V(i) \times x(i) + M(i)) \times N$

- 사용하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	444.660	9.508	0.000	7
	2	2.500	0	430.318	9.508	0.000	7
	3	1.250	0	415.976	9.508	0.000	7
	4	0.000	0	401.634	9.508	0.000	7
	5	-1.250	0	387.293	9.508	0.000	7
	6	-2.500	0	372.951	9.508	0.000	7
	7	-3.750	0	358.609	9.508	0.000	7
	계			19680.081	465.885	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	389.681	10.400	0.000	7
	2	2.500	0	374.056	10.400	0.000	7
	3	1.250	0	358.432	10.400	0.000	7
	4	0.000	0	342.808	10.400	0.000	7
	5	-1.250	0	327.184	10.400	0.000	7
	6	-2.500	0	311.559	10.400	0.000	7
	7	-3.750	0	295.935	10.400	0.000	7
	계			16797.584	509.594	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	389.681	10.400	0.000	7
	2	2.500	0	374.056	10.400	0.000	7
	3	1.250	0	358.432	10.400	0.000	7
	4	0.000	0	342.808	10.400	0.000	7
	5	-1.250	0	327.184	10.400	0.000	7
	6	-2.500	0	311.559	10.400	0.000	7
	7	-3.750	0	295.935	10.400	0.000	7
	계			16797.584	509.594	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	608.682	48.551	0.000	7
	2	2.500	0	520.057	48.551	0.000	7
	3	1.250	0	431.433	48.551	0.000	7
	4	0.000	0	342.808	48.551	0.000	7
	5	-1.250	0	254.183	48.551	0.000	7
	6	-2.500	0	165.558	48.551	0.000	7
	7	-3.750	0	76.934	48.551	0.000	7
	계			16797.584	2379.022	0.000	49

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.750	0	572.718	0.018	0.000	7
	2	2.500	0	572.521	0.018	0.000	7
	3	1.250	0	572.324	0.018	0.000	7
	4	0.000	0	572.127	0.018	0.000	7
	5	-1.250	0	571.930	0.018	0.000	7
	6	-2.500	0	571.733	0.018	0.000	7
	7	-3.750	0	571.536	0.018	0.000	7
	계			28034.227	0.905	0.000	49
COMBO 2	1	3.750	0	383.084	13.005	0.000	7
	2	2.500	0	363.550	13.005	0.000	7
	3	1.250	0	344.016	13.005	0.000	7
	4	0.000	0	324.482	13.005	0.000	7
	5	-1.250	0	304.948	13.005	0.000	7
	6	-2.500	0	285.414	13.005	0.000	7
	7	-3.750	0	265.880	13.005	0.000	7
	계			15899.609	637.253	0.000	49
COMBO 3	1	3.750	0	383.084	13.005	0.000	7
	2	2.500	0	363.550	13.005	0.000	7
	3	1.250	0	344.016	13.005	0.000	7
	4	0.000	0	324.482	13.005	0.000	7
	5	-1.250	0	304.948	13.005	0.000	7
	6	-2.500	0	285.414	13.005	0.000	7
	7	-3.750	0	265.880	13.005	0.000	7
	계			15899.609	637.253	0.000	49
COMBO 4	1	3.750	0	608.682	48.551	0.000	7
	2	2.500	0	520.057	48.551	0.000	7
	3	1.250	0	431.433	48.551	0.000	7
	4	0.000	0	342.808	48.551	0.000	7
	5	-1.250	0	254.183	48.551	0.000	7
	6	-2.500	0	165.558	48.551	0.000	7
	7	-3.750	0	76.934	48.551	0.000	7
	계			16797.584	2379.022	0.000	49

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB16

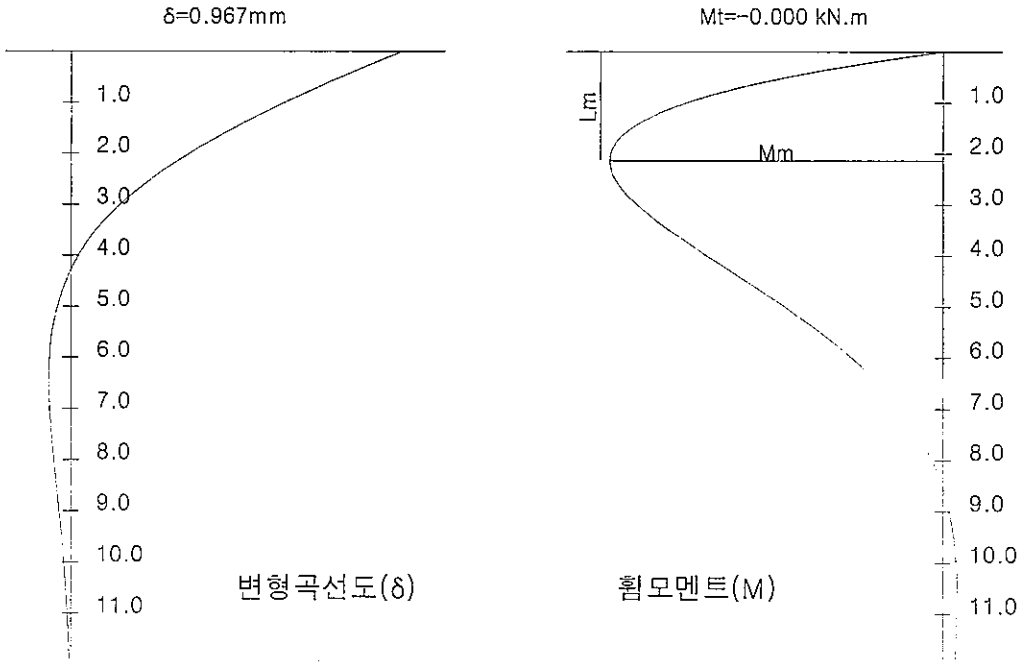
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.343 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.967 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.967 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.508	0.967	
0.793	-5.556	-4.763	0.692	
1.587	-7.952	-1.509	0.451	
2.380	-8.280	0.499	0.259	
3.173	-7.412	1.556	0.119	
3.967	-5.986	1.949	0.025	
4.760	-4.430	1.921	-0.030	
5.553	-2.999	1.661	-0.057	
6.347	-1.819	1.305	-0.065	
7.140	-0.930	0.941	-0.061	
7.933	-0.315	0.618	-0.051	
8.727	0.068	0.359	-0.039	
9.520	0.273	0.169	-0.027	
10.313	0.353	0.042	-0.017	
11.107	0.353	-0.035	-0.010	
11.900	0.308	-0.073	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SVB14

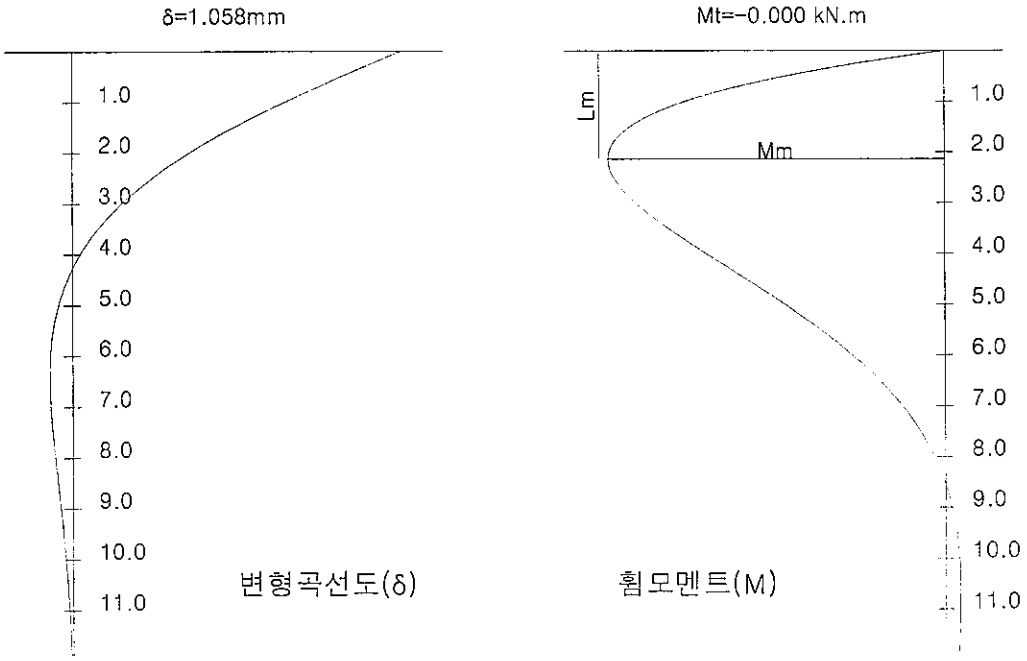
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.125 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.058 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.058 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.400	1.058	
0.793	-6.077	-5.209	0.757	
1.587	-8.698	-1.650	0.493	
2.380	-9.057	0.546	0.283	
3.173	-8.107	1.702	0.130	
3.967	-6.548	2.132	0.028	
4.760	-4.846	2.101	-0.033	
5.553	-3.280	1.817	-0.062	
6.347	-1.990	1.428	-0.071	
7.140	-1.017	1.029	-0.067	
7.933	-0.345	0.676	-0.056	
8.727	0.074	0.393	-0.043	
9.520	0.299	0.185	-0.030	
10.313	0.386	0.046	-0.019	
11.107	0.386	-0.038	-0.011	
11.900	0.337	-0.080	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SVB14

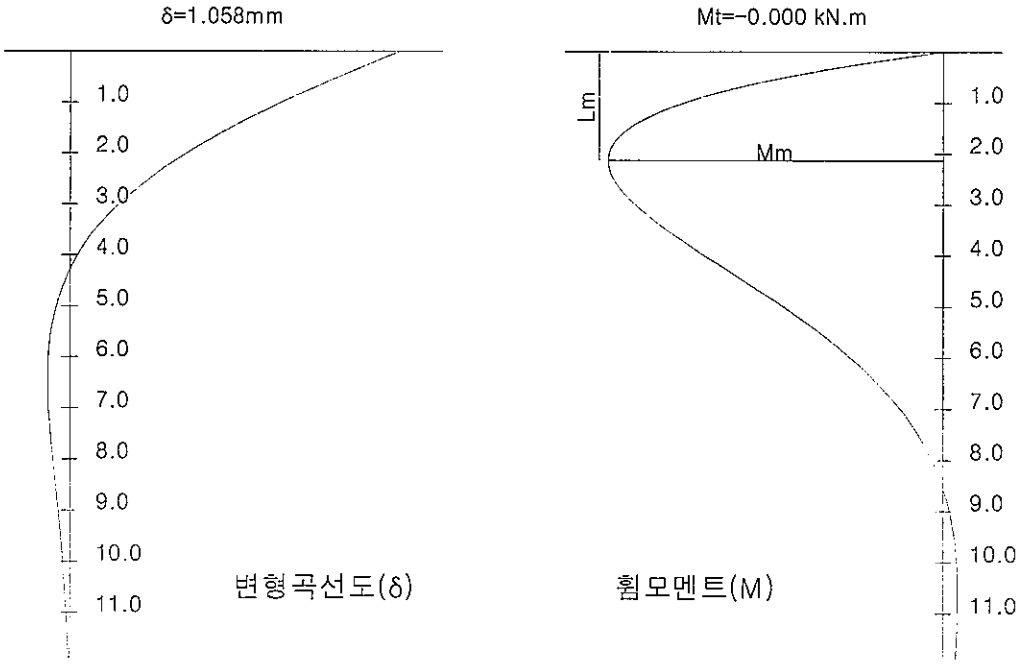
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -9.125 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.058 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.058 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-10.400	1.058	
0.793	-6.077	-5.209	0.757	
1.587	-8.698	-1.650	0.493	
2.380	-9.057	0.546	0.283	
3.173	-8.107	1.702	0.130	
3.967	-6.548	2.132	0.028	
4.760	-4.846	2.101	-0.033	
5.553	-3.280	1.817	-0.062	
6.347	-1.990	1.428	-0.071	
7.140	-1.017	1.029	-0.067	
7.933	-0.345	0.676	-0.056	
8.727	0.074	0.393	-0.043	
9.520	0.299	0.185	-0.030	
10.313	0.386	0.046	-0.019	
11.107	0.386	-0.038	-0.011	
11.900	0.337	-0.080	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

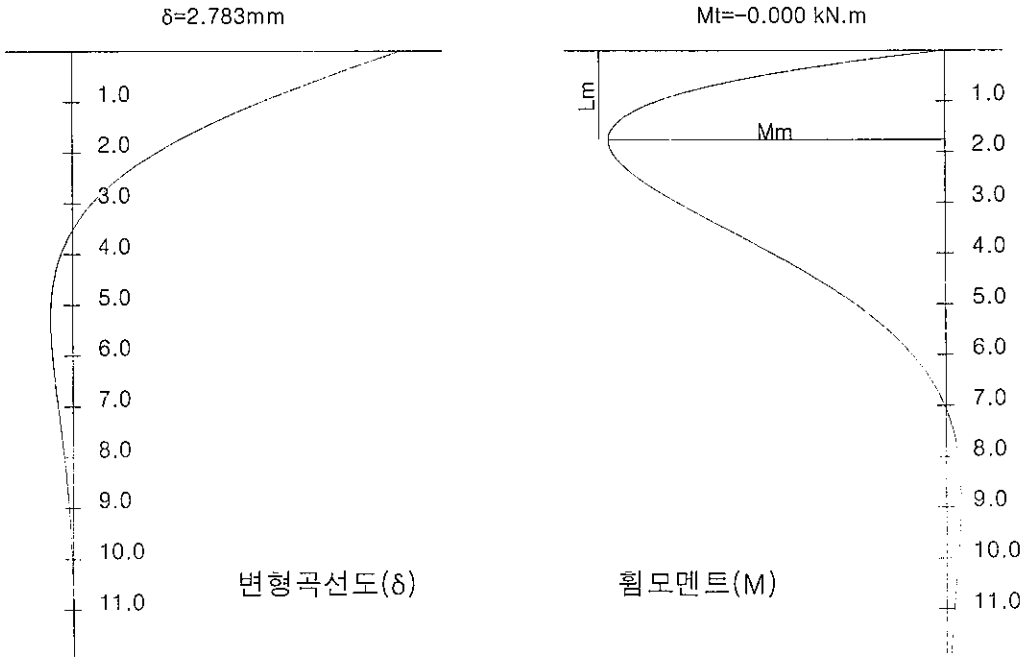
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.186 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.783 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.783 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-48.551	2.783	
0.793	-26.505	-20.220	1.835	
1.587	-34.952	-2.694	1.046	
2.380	-33.004	6.430	0.473	
3.173	-26.265	9.809	0.107	
3.967	-18.341	9.760	-0.092	
4.760	-11.219	8.028	-0.174	
5.553	-5.739	5.767	-0.184	
6.347	-2.029	3.642	-0.157	
7.140	0.158	1.955	-0.116	
7.933	1.210	0.780	-0.076	
8.727	1.517	0.063	-0.042	
9.520	1.404	-0.301	-0.019	
10.313	1.102	-0.429	-0.004	
11.107	0.760	-0.417	0.005	
11.900	0.458	-0.338	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB01

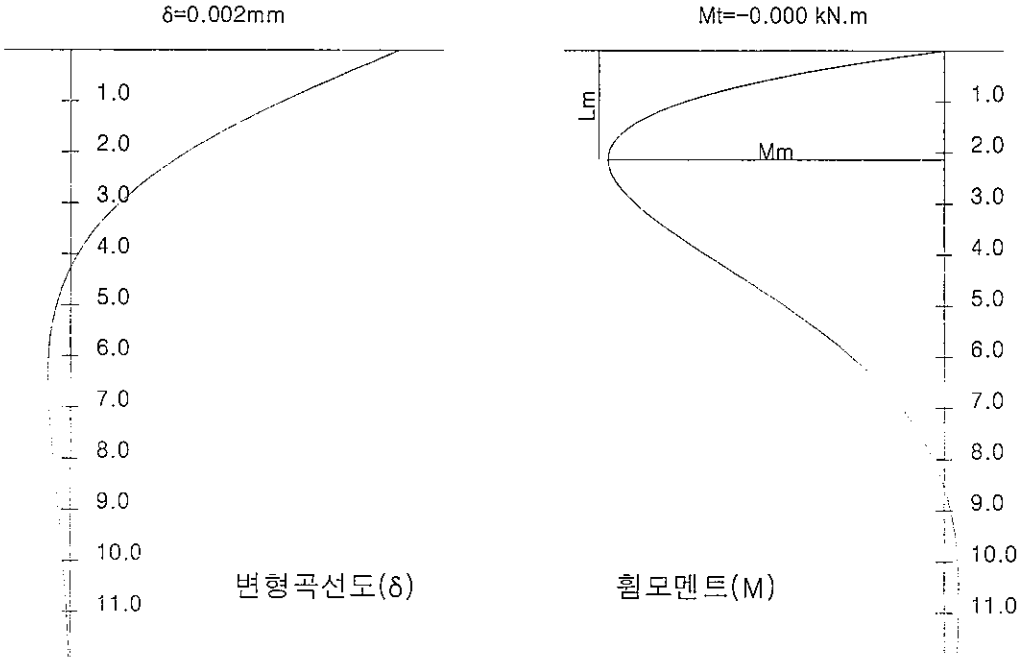
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.016 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.002 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.002 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.018	0.002	
0.793	-0.011	-0.009	0.001	
1.587	-0.015	-0.003	0.001	
2.380	-0.016	0.001	0.001	
3.173	-0.014	0.003	0.000	
3.967	-0.012	0.004	0.000	
4.760	-0.009	0.004	0.000	
5.553	-0.006	0.003	0.000	
6.347	-0.004	0.003	0.000	
7.140	-0.002	0.002	0.000	
7.933	-0.001	0.001	0.000	
8.727	0.000	0.001	0.000	
9.520	0.001	0.000	0.000	
10.313	0.001	0.000	0.000	
11.107	0.001	0.000	0.000	
11.900	0.001	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UEB14

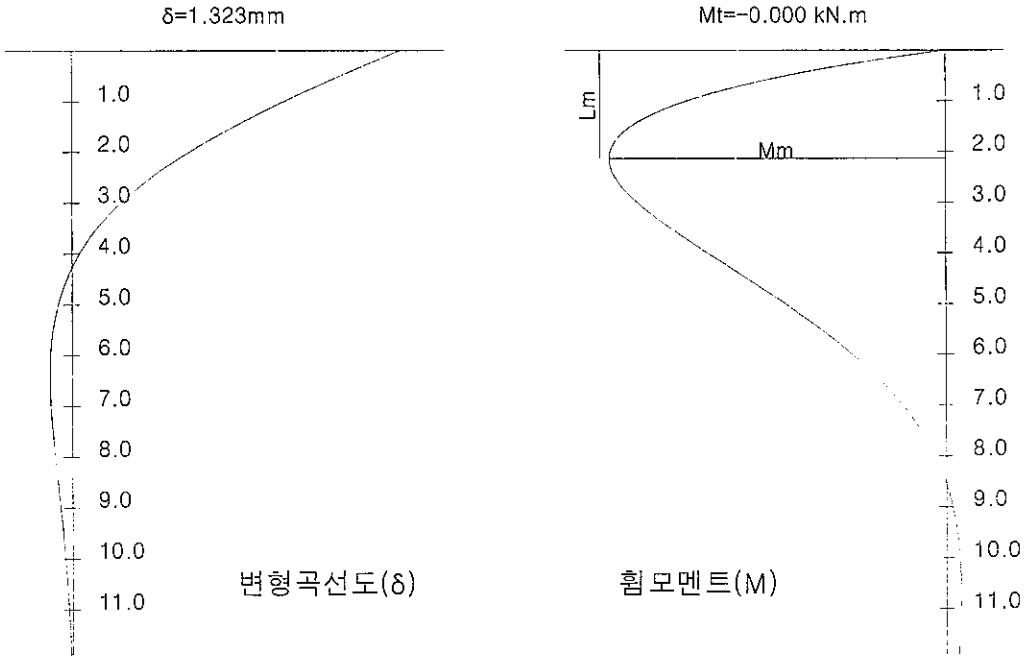
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.411 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.323 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.323 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.005	1.323	
0.793	-7.600	-6.514	0.947	
1.587	-10.877	-2.064	0.617	
2.380	-11.326	0.682	0.354	
3.173	-10.138	2.129	0.162	
3.967	-8.188	2.666	0.035	
4.760	-6.060	2.627	-0.041	
5.553	-4.102	2.272	-0.078	
6.347	-2.489	1.785	-0.089	
7.140	-1.272	1.287	-0.083	
7.933	-0.431	0.845	-0.070	
8.727	0.093	0.491	-0.053	
9.520	0.374	0.232	-0.038	
10.313	0.483	0.057	-0.024	
11.107	0.483	-0.048	-0.013	
11.900	0.421	-0.100	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉢ COMBO 3 : UEB14

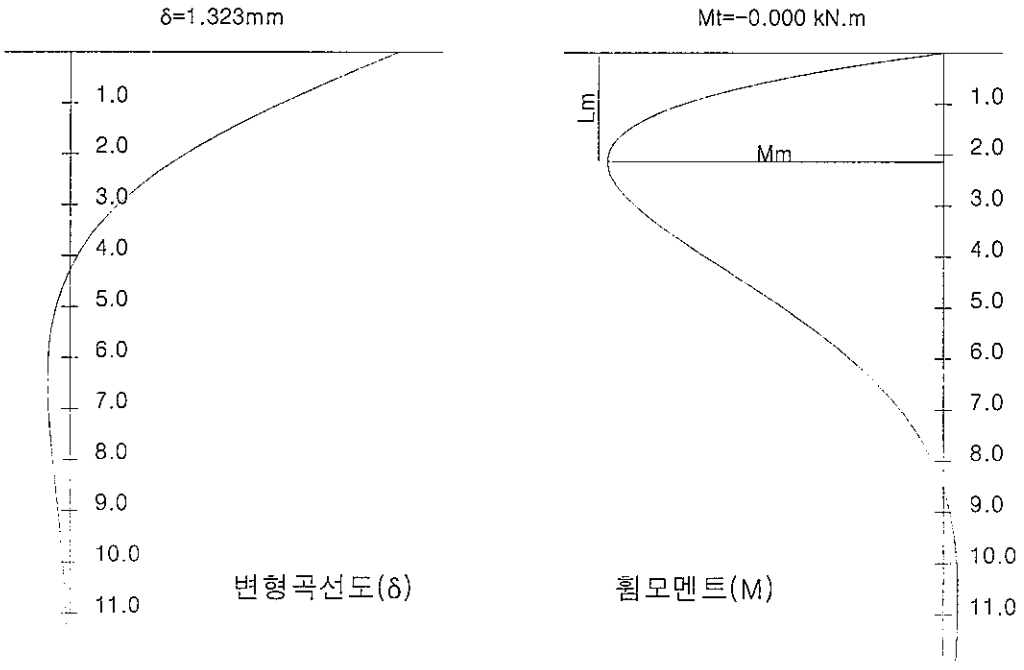
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.411 kN.m, 2.138 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.323 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.323 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.005	1.323	
0.793	-7.600	-6.514	0.947	
1.587	-10.877	-2.064	0.617	
2.380	-11.326	0.682	0.354	
3.173	-10.138	2.129	0.162	
3.967	-8.188	2.666	0.035	
4.760	-6.060	2.627	-0.041	
5.553	-4.102	2.272	-0.078	
6.347	-2.489	1.785	-0.089	
7.140	-1.272	1.287	-0.083	
7.933	-0.431	0.845	-0.070	
8.727	0.093	0.491	-0.053	
9.520	0.374	0.232	-0.038	
10.313	0.483	0.057	-0.024	
11.107	0.483	-0.048	-0.013	
11.900	0.421	-0.100	-0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : ULB22

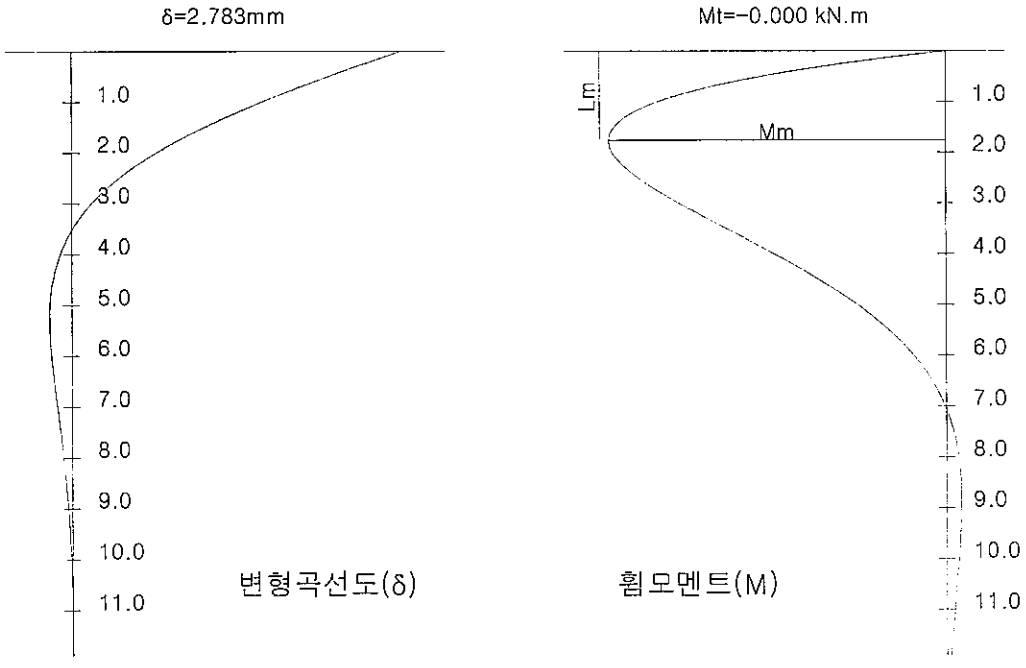
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.186 kN.m, 1.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.783 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.783 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-48.551	2.783	
0.793	-26.505	-20.220	1.835	
1.587	-34.952	-2.694	1.046	
2.380	-33.004	6.430	0.473	
3.173	-26.265	9.809	0.107	
3.967	-18.341	9.760	-0.092	
4.760	-11.219	8.028	-0.174	
5.553	-5.739	5.767	-0.184	
6.347	-2.029	3.642	-0.157	
7.140	0.158	1.955	-0.116	
7.933	1.210	0.780	-0.076	
8.727	1.517	0.063	-0.042	
9.520	1.404	-0.301	-0.019	
10.313	1.102	-0.429	-0.004	
11.107	0.760	-0.417	0.005	
11.900	0.458	-0.338	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 마찰지지 말뚝

Ra = r/n x (Ru - Ws) + Ws - W

Ra1 = 838.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1257.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

말뚝의 주면장 U = π x 0.500 = 1.571 m

U	N-치	토질분류	토층심도	f(kN/m²)	주면마찰력(U*f*L)
1.571	10.000	사질토	2.150	20.000	67.539
1.571	10.000	사질토	8.500	20.000	267.035
1.571	10.000	사질토	1.250	20.000	39.275
1.571	10.000	사질토	-	-	-
계	-	-	-	-	373.850

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 1.0581 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.7834 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

W = π x (0.500² - 0.340²)/ 4 x (25.00-10.00) x 11.900

= 18.842 kN

Pa1 = 1/3.0 x 373.850 + 18.842 = 143.459 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 373.850 + 18.842 = 205.767 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	451.102	352.167	838.000	143.459	O.K
	HINGE	444.660	358.609	838.000	143.459	O.K
COMBO 2	FIX	396.732	288.884	838.000	143.459	O.K
	HINGE	389.681	295.935	838.000	143.459	O.K
COMBO 3	FIX	396.732	288.884	838.000	143.459	O.K
	HINGE	389.681	295.935	838.000	143.459	O.K
COMBO 4	FIX	632.071	53.544	1257.000	205.767	O.K
	HINGE	608.682	76.934	1257.000	205.767	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 12.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.90/0.500 = 23.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

f = fce ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	451.102	10.737	9.345	28.00	7.178	0.00	O.K
	HINGE	444.660	8.343	9.044	28.00	7.360	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	396.732	11.752	8.947	28.00	6.574	0.00	O.K
	HINGE	389.681	9.125	8.617	28.00	6.774	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	396.732	11.752	8.947	28.00	6.574	0.00	O.K
	HINGE	389.681	9.125	8.617	28.00	6.774	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	632.071	38.983	13.865	42.00	5.994	-5.00	O.K
	HINGE	608.682	35.186	13.266	42.00	6.162	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

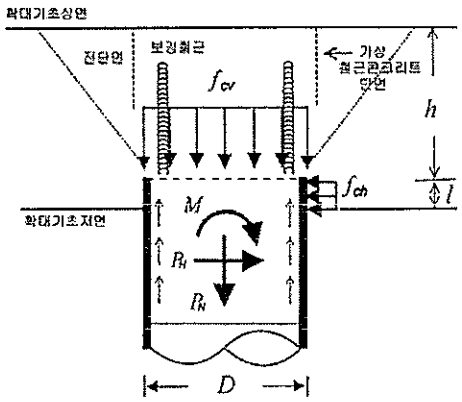
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (500.0^2 + 500.0×340.0 + 340.0^2) / (3 x (500.0^2 + 340.0^2))

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	9.508	0.171	0.850	O.K
	HINGE	9.508	0.171	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	10.400	0.187	0.850	O.K
	HINGE	10.400	0.187	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	10.400	0.187	0.850	O.K
	HINGE	10.400	0.187	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	48.551	0.874	1.250	O.K
	HINGE	48.551	0.874	1.250	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cv} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

fck : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)
PNmax : 상시와 지진시, 말뚝 머리에 작용하는 가장 큰 수직력(N)
D : 말뚝의 외경(㎜)
fca : 상시,콘크리트의 허용지압응력 = 0.25fck (MPa), (해설표 참고)
fca' : 지진시, 콘크리트의 허용지압응력 = 1.33 × (0.25fck) (MPa)

-해설 표. 확대기초의 허용지압응력, fca(MPa)

설계기준강도 (fck,MPa)		21	24	27	30
허용지압응력 (fca,MPa)	상시 (fca)	5.25	6.00	6.75	7.50
	지진시 (fca')	6.98	7.98	8.98	9.98

* 수직지압응력(fcv) 검토 (상시)
fcv = 451101.6 / (π/4 x 500 ²)
= 2.297 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 632071.5 / (π/4 x 500 ²)
= 3.219 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 콘크리트의 압발전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{N\max}}{\pi(D+h)h} \le \tau_{a3}$$

τa3 : 상시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
τa3' : 지진시, 콘크리트의 허용수직압발전단응력 (MPa) ,(해설표 참조)
h : 확대기초의 유효두께 (㎜)

-해설 표. 확대기초의 허용수직압발전단응력, τa3(MPa)

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30
허용압발 전단응력	상시 (τa3)	0.85	0.90	0.95	1.00
	지진시 (τa3')	1.131	1.197	1.264	1.330

* 압발전단응력(τv) 검토 (상시)
τv = 451101.6 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.031 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 632071.5 / {π x (500 + 1900) x 1900 }
= 0.044 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로교 설계기준 해설(하부구조편) P292]

③ 수평력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수평지압응력

$$f_{ch} = \frac{P_{H\max}}{D \cdot l} \le f_{ca}$$

PHmax : 상시와 지진시, 말뚝머리에 작용하는 최대 말뚝축직각방향력 (N)
l : 말뚝의 매입길이 = 100 ㎜

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 10399.880 / (500 x 100)
= 0.208 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 48551.477 / (500 x 100)
= 0.971 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

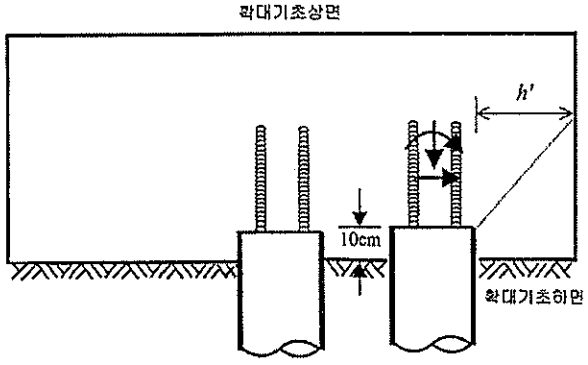
τh = 10399.880 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.017 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 48551.477 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.081 MPa ≤ τa3' = 1.264 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_o = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

fsa1 : 이형철근의 허용인장응력 (MPa) ,(해설표 참조)
Ast : 이형철근의 공칭단면적 (㎟) ,(해설표 참조)
U : 이형철근의 공칭둘레길이 (mm)
τoa : 콘크리트의 허용부착응력 (MPa) ,(해설표 참조)
d1 : 이형철근의 공칭지름 (mm)

- 해설 표. 이형철근의 허용응력, fsa1 (MPa)

철근의 종류	SD30	SD35	SD40
인장 및 압축응력	150	175	180

- 해설 표. 이형철근의 표준치수

철근의 종류, D(mm)	D19	D22	D25	D29	D32
공칭지름, d1(mm)	19.1	22.2	25.4	28.6	31.8
공칭단면적, Ast(㎟)	286.5	387.1	506.7	642.4	794.2
공칭둘레, U(mm)	60.0	70.0	80.0	90.0	100.0

- 해설 표. 콘크리트의 허용부착응력, τoa (MPa)

콘크리트의 설계기준강도 (fck)	21.0	24.0	27.0	30.0
이형철근과 콘크리트의 허용부착응력 (τoa)	1.4	1.6	1.7	1.8

* 철근의 정착길이

일반적으로, Lo ≥ Lomin = 35d1 로 하는 것이 좋다. Lomin = 35 x 19.1 = 668.5 mm

Lo = 150.000 x 286.500 / (1.700 x 60.000) = 421.324 (≤ 668.500)
= 668.5 (mm)

이때, 정착길이는 다음을 만족하여야 한다.

L ≥ Lo + D/2 = 668.5 + 500/2 = 918.5 mm

⑤ 확대기초 속에 말뚝머리부분의 매입길이는 최소한 100 mm로 한다.

⑥ 연직 지압강도에 대한 검토 (콘·설·해 6.8 지압강도)

$$\phi V_n = \phi(0.85 f_{ck} A_1)$$

A1 : 재하면적 (㎟)

A2 : 지지면적 (㎟)

* 연직지압강도

ϕVn = 0.700 x (0.85 x 27.0 x 196349.5)

= 3154355.374 N ≥ PNmax = 572717.824 N ∴ O.K

⑦ PUNCHING 전단강도에 대한 검토 (콘·설·해 7.12.2 2방향 거동에 대한 전단강도)

$$\phi V_n = \phi\left(\frac{1}{3}\sqrt{f_{ck}} \cdot b_p \cdot d\right)$$

d : 유효깊이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7382.7 x 1850)

= 18925182.566 N ≥ PNmax = 572717.824 N ∴ O.K

내진해석

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 질량산정
   2.4 받침상수

3. 구조해석
   3.1 모델링
   3.2 전산 입력데이터
   3.3 탄성지진 응답계수 산정

4. 고유치 해석결과
   4.1 주기 및 진동수
   4.2 질량참여율
   4.3 모드형상

5. 내진해석 결과
   5.1 받침부재력
   5.2 받침 변위
   5.3 기둥 부재력

6. 유간검토

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : BICON GIRDER 교

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
45.000 + 45.000 + 45.000 = 135.000 m

1.3 교 폭 : 24.470 m

1.4 교각형식
ㅠ형교각

1.5 교각기초형식 : 말뚝기초

1.6 내진설계상수
(1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 p.456)
(3) 위험도계수 : I = 1.4 (도로교 설계기준 p.456)
(2) 가속도계수 : A = 0.154 (도로교 설계기준 p.455)
(3) 지반계수 : S = 1.2 (지반종류 2 , 도로교 설계기준 p.457)
(4) 응답수정계수 (도로교 설계기준 p.458)
(5) 고유치 해석방법 : Ritz Vector
(6) 받침형식 : 탄성받침

1.7 해석방법

(1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
(2) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델
(1) 사용프로그램 : SAP2000
(2) 모델링 : Frame요소사용
(3) 질량산정 : 1,2차 고정하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

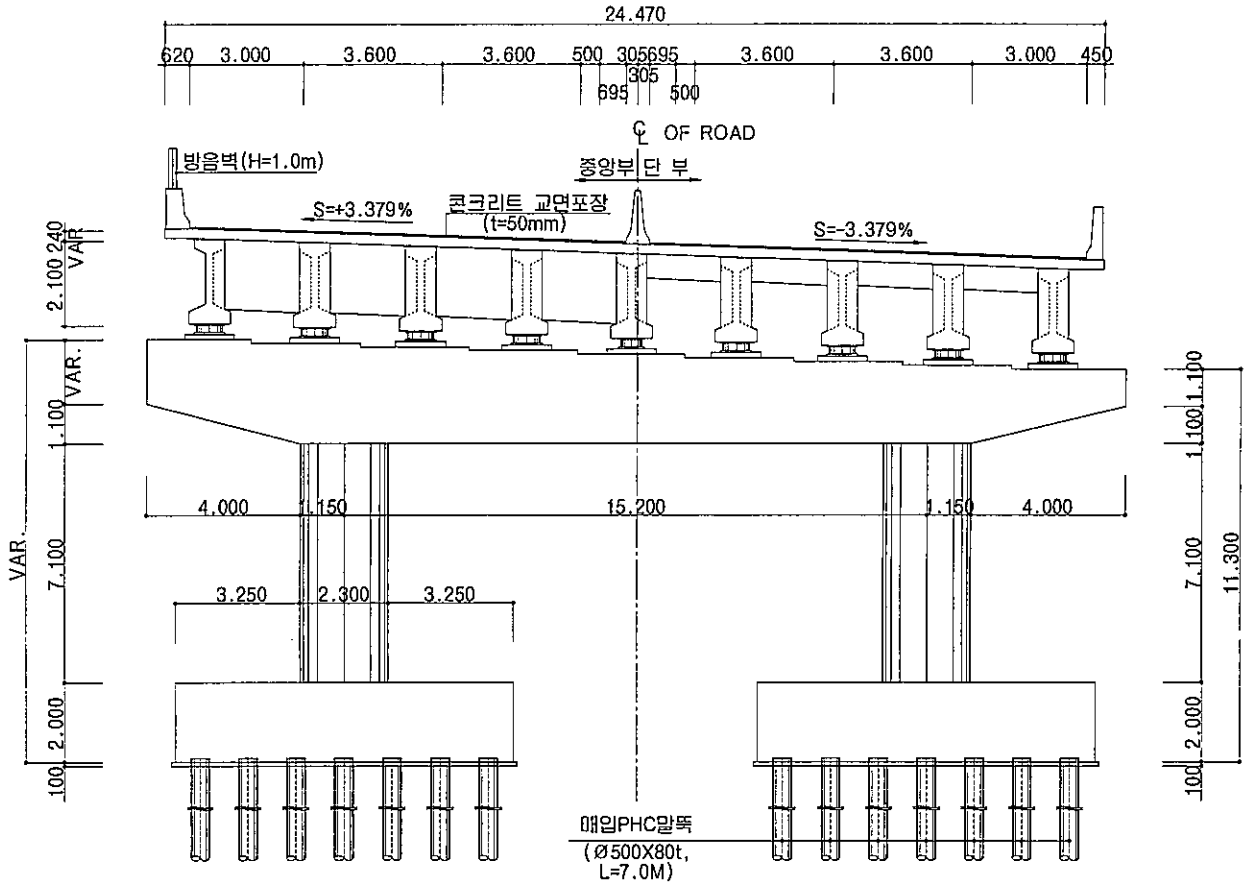
2.1 상부구조

: 상부구조는 BICON GIRDER교로 이루어져 있으며 교폭은 24.470 m이다.

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

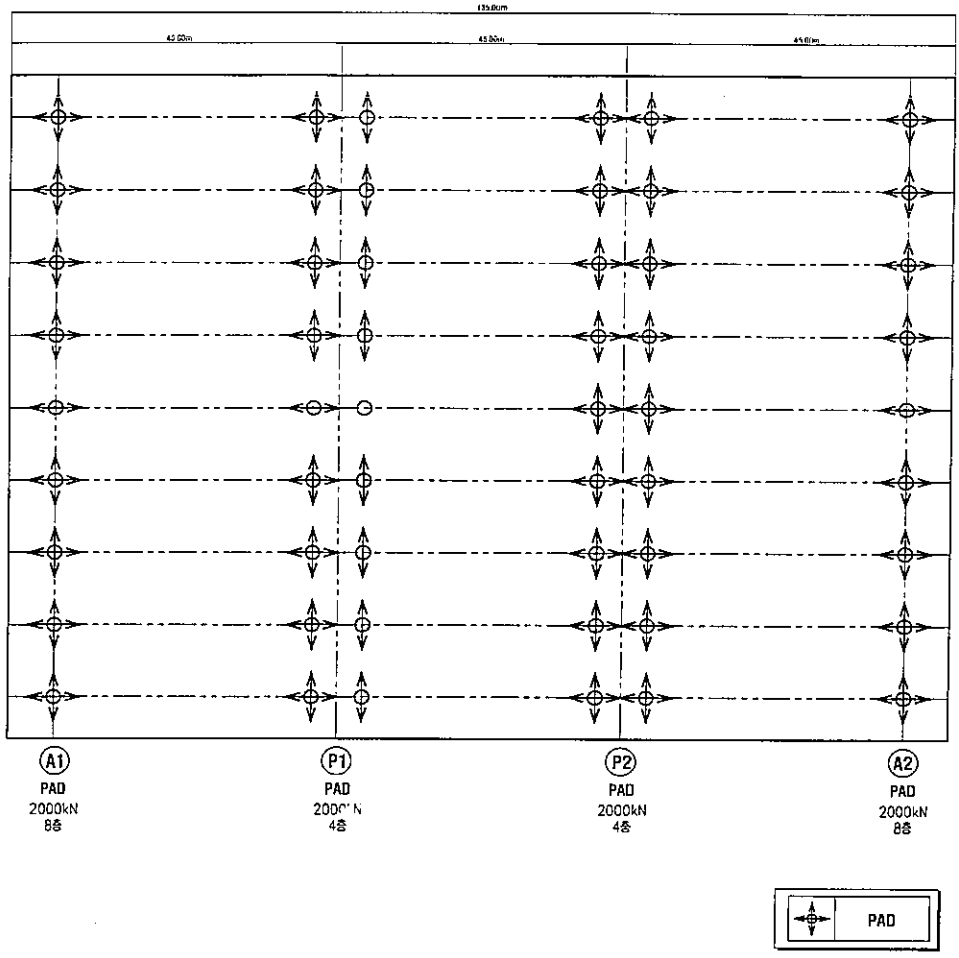
2.2 하부구조

: 하부구조는 ㅠ형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.4 적용 받침 특성

1) 받침배치



* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

NLPROP
NAME=P200H4 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=1022600 CE=0
DOF=U2 KE=4313 CE=0
DOF=U3 KE=4313 CE=0
NAME=P200H8 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=511400 CE=0
DOF=U2 KE=2157 CE=0
DOF=U3 KE=2157 CE=0

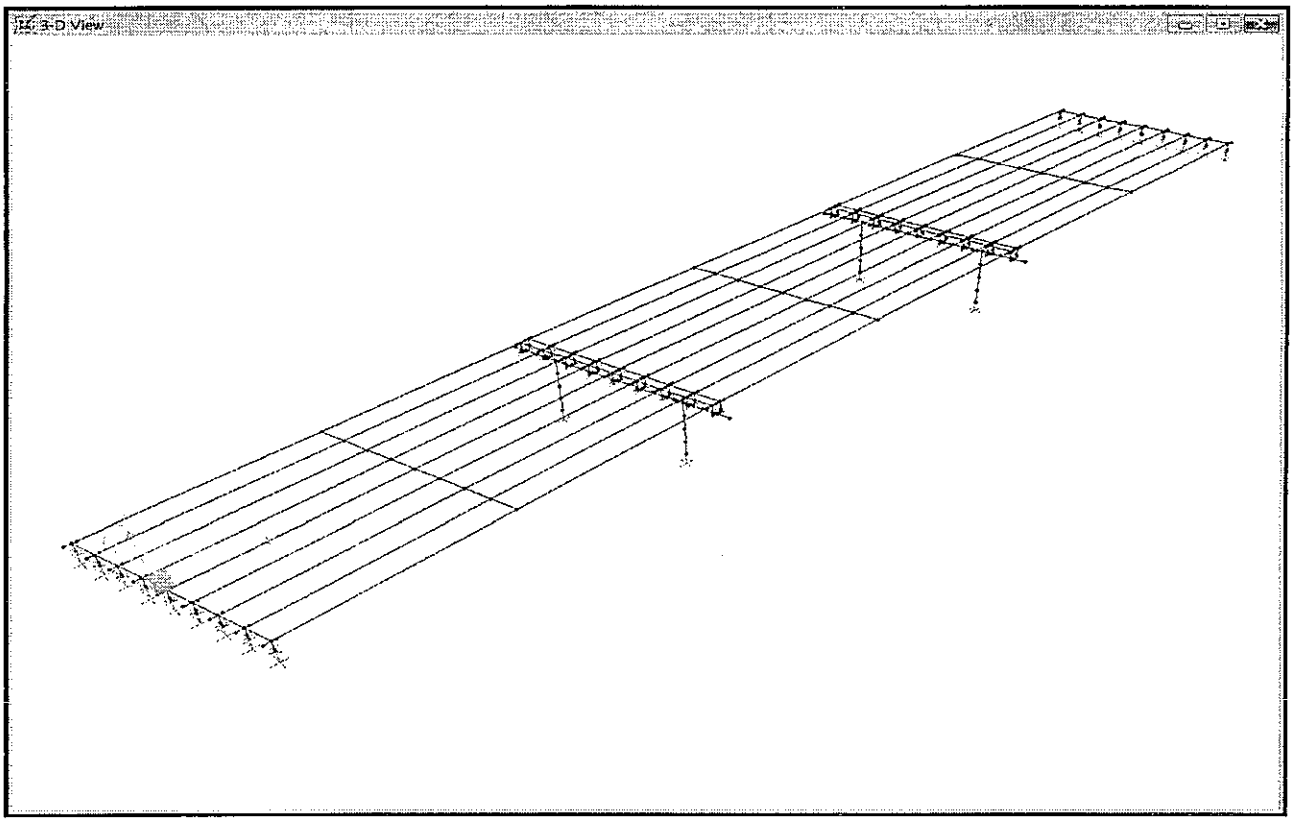
* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

3. 구조해석

3.1 MODELING

용두천1교의 기본적인 모델링은 상부 및 하부구조물은 FRAME요소를 이용하였고, 하부구조와 상부구조를 연결하는 교량받침의 특성에 대해서 SAP2000에서 정의하는 NLLINK 라는 요소를 사용하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 전산INPUT DATA

```
SYSTEM
  DOF=UX,UY,UZ,RX,RY,RZ  LENGTH=m  FORCE=KN  LINES=59

JOINT
  1  X=-2.753  Y=11.0816  Z=0
  2  X=-2.1144  Y=11.0915  Z=0
  3  X=19.8924  Y=11.4334  Z=0
  4  X=41.8769  Y=11.775  Z=0
  5  X=42.3811  Y=11.7828  Z=0
  6  X=42.8718  Y=11.8859  Z=0
  7  X=64.881  Y=11.8044  Z=0
  8  X=86.8685  Y=11.7231  Z=0
  9  X=87.3664  Y=11.7212  Z=0
  10  X=87.8627  Y=11.7775  Z=0
  11  X=109.8698  Y=11.453  Z=0
  12  X=131.8555  Y=11.1289  Z=0
  13  X=132.5064  Y=11.1193  Z=0
  14  X=-2.0501  Y=8.3422  Z=0
  15  X=-1.4081  Y=8.3522  Z=0
  16  X=20.596  Y=8.694  Z=0
  17  X=42.5832  Y=9.0356  Z=0
  18  X=43.0877  Y=9.0435  Z=0
  19  X=43.5804  Y=9.1332  Z=0
  20  X=65.5871  Y=9.0518  Z=0
  21  X=87.5771  Y=8.9704  Z=0
  22  X=88.0761  Y=8.9686  Z=0
```

23 X=88.5734 Y=9.0167 Z=0
24 X=110.5779 Y=8.6923 Z=0
25 X=132.5662 Y=8.3681 Z=0
26 X=133.2176 Y=8.3585 Z=0
27 X=-1.3472 Y=5.6028 Z=0
28 X=-.7019 Y=5.6128 Z=0
29 X=21.2996 Y=5.9546 Z=0
30 X=43.2894 Y=6.2963 Z=0
31 X=43.7944 Y=6.3041 Z=0
32 X=44.2891 Y=6.3806 Z=0
33 X=66.293 Y=6.2992 Z=0
34 X=88.2858 Y=6.2178 Z=0
35 X=88.7858 Y=6.2159 Z=0
36 X=89.2841 Y=6.2559 Z=0
37 X=111.286 Y=5.9315 Z=0
38 X=133.2769 Y=5.6073 Z=0
39 X=133.9288 Y=5.5977 Z=0
40 X=-.6442 Y=2.8634 Z=0
41 X=.0044 Y=2.8734 Z=0
42 X=22.0031 Y=3.2152 Z=0
43 X=43.9957 Y=3.5569 Z=0
44 X=44.5011 Y=3.5648 Z=0
45 X=44.9977 Y=3.6279 Z=0
46 X=66.9989 Y=3.5465 Z=0
47 X=88.9944 Y=3.4651 Z=0
48 X=89.4955 Y=3.4633 Z=0
49 X=89.9949 Y=3.4951 Z=0
50 X=111.9941 Y=3.1708 Z=0
51 X=133.9877 Y=2.8465 Z=0
52 X=134.64 Y=2.8369 Z=0
53 X=.0588 Y=.124 Z=0
54 X=.7106 Y=.1341 Z=0
55 X=22.7067 Y=.4758 Z=0
56 X=44.7019 Y=.8176 Z=0
57 X=45.2079 Y=.8254 Z=0
58 X=45.7063 Y=.8753 Z=0
59 X=67.7049 Y=.7939 Z=0
60 X=89.703 Y=.7125 Z=0
61 X=90.2053 Y=.7106 Z=0
62 X=90.7056 Y=.7344 Z=0
63 X=112.7021 Y=.4101 Z=0
64 X=134.6984 Y=.0858 Z=0
65 X=135.3513 Y=.0761 Z=0
66 X=.7619 Y=-2.6155 Z=0
67 X=1.4169 Y=-2.6053 Z=0
68 X=23.4102 Y=-2.2636 Z=0
69 X=45.4082 Y=-1.9218 Z=0
70 X=45.9148 Y=-1.9139 Z=0
71 X=46.415 Y=-1.8773 Z=0
72 X=68.4109 Y=-1.9587 Z=0
73 X=90.4117 Y=-2.0401 Z=0
74 X=90.9151 Y=-2.042 Z=0
75 X=91.4163 Y=-2.0264 Z=0
76 X=113.4101 Y=-2.3507 Z=0
77 X=135.4091 Y=-2.675 Z=0
78 X=136.0626 Y=-2.6847 Z=0
79 X=1.4651 Y=-5.3549 Z=0
80 X=2.1232 Y=-5.3446 Z=0
81 X=24.1138 Y=-5.003 Z=0
82 X=46.1144 Y=-4.6612 Z=0
83 X=46.6216 Y=-4.6533 Z=0
84 X=47.1236 Y=-4.63 Z=0
85 X=69.1168 Y=-4.7114 Z=0
86 X=91.1203 Y=-4.7928 Z=0
87 X=91.625 Y=-4.7947 Z=0
88 X=92.1271 Y=-4.7872 Z=0
89 X=114.1182 Y=-5.1114 Z=0
90 X=136.1198 Y=-5.4358 Z=0
91 X=136.7738 Y=-5.4454 Z=0
92 X=2.1683 Y=-8.0943 Z=0
93 X=2.8294 Y=-8.084 Z=0
94 X=24.8173 Y=-7.7424 Z=0
95 X=46.8207 Y=-7.4005 Z=0
96 X=47.3286 Y=-7.3926 Z=0
97 X=47.8322 Y=-7.3826 Z=0
98 X=69.8227 Y=-7.464 Z=0
99 X=91.8289 Y=-7.5454 Z=0
J1 X=43.3197 Y=8.1812 Z=-1.4
J2 X=47.1092 Y=-6.5388 Z=-1.4
J3 X=88.3154 Y=8.0674 Z=-1.4
J4 X=92.1049 Y=-6.6527 Z=-1.4
100 X=92.3348 Y=-7.5473 Z=0
101 X=92.8378 Y=-7.548 Z=0
102 X=114.8263 Y=-7.8722 Z=0
103 X=136.8306 Y=-8.1966 Z=0
104 X=137.4851 Y=-8.2062 Z=0
105 X=2.8715 Y=-10.8337 Z=0
106 X=3.5357 Y=-10.8234 Z=0
107 X=25.5208 Y=-10.4818 Z=0

108 X=47.5269 Y=-10.1399 Z=0
109 X=48.0355 Y=-10.132 Z=0
110 X=48.5409 Y=-10.1353 Z=0
111 X=70.5287 Y=-10.2166 Z=0
112 X=92.5376 Y=-10.2981 Z=0
113 X=93.0448 Y=-10.2999 Z=0
114 X=93.5485 Y=-10.3088 Z=0
115 X=115.5343 Y=-10.6329 Z=0
116 X=137.5413 Y=-10.9574 Z=0
117 X=138.1964 Y=-10.967 Z=0
118 X=-2.1144 Y=11.0915 Z=-1
119 X=-1.4081 Y=8.3522 Z=-1
120 X=-.7019 Y=5.6128 Z=-1
121 X=.0044 Y=2.8734 Z=-1
122 X=.7106 Y=.1341 Z=-1
123 X=1.4169 Y=-2.6053 Z=-1
124 X=2.1232 Y=-5.3446 Z=-1
125 X=2.8294 Y=-8.084 Z=-1
126 X=3.5357 Y=-10.8234 Z=-1
127 X=41.8769 Y=11.775 Z=-1
128 X=42.5832 Y=9.0356 Z=-1
129 X=43.2894 Y=6.2963 Z=-1
130 X=43.9957 Y=3.5569 Z=-1
131 X=44.7019 Y=.8176 Z=-1
132 X=45.4082 Y=-1.9218 Z=-1
133 X=46.1144 Y=-4.6612 Z=-1
134 X=46.8207 Y=-7.4005 Z=-1
135 X=47.5269 Y=-10.1399 Z=-1
136 X=42.8718 Y=11.8859 Z=-1
137 X=43.5804 Y=9.1332 Z=-1
138 X=44.2891 Y=6.3806 Z=-1
139 X=44.9977 Y=3.6279 Z=-1
140 X=45.7063 Y=.8753 Z=-1
141 X=46.415 Y=-1.8773 Z=-1
142 X=47.1236 Y=-4.63 Z=-1
143 X=47.8322 Y=-7.3826 Z=-1
144 X=48.5409 Y=-10.1353 Z=-1
145 X=86.8685 Y=11.7231 Z=-1
146 X=87.5771 Y=8.9704 Z=-1
147 X=88.2858 Y=6.2178 Z=-1
148 X=88.9944 Y=3.4651 Z=-1
149 X=89.703 Y=.7125 Z=-1
150 X=90.4117 Y=-2.0401 Z=-1
151 X=91.1203 Y=-4.7928 Z=-1
152 X=91.8289 Y=-7.5454 Z=-1
153 X=92.5376 Y=-10.2981 Z=-1
154 X=87.8627 Y=11.7775 Z=-1
155 X=88.5734 Y=9.0167 Z=-1
156 X=89.2841 Y=6.2559 Z=-1
157 X=89.9949 Y=3.4951 Z=-1
158 X=90.7056 Y=.7344 Z=-1
159 X=91.4163 Y=-2.0264 Z=-1
160 X=92.1271 Y=-4.7872 Z=-1
161 X=92.8378 Y=-7.548 Z=-1
162 X=93.5485 Y=-10.3088 Z=-1
163 X=131.8555 Y=11.1289 Z=-1
164 X=132.5662 Y=8.3681 Z=-1
165 X=133.2769 Y=5.6073 Z=-1
166 X=133.9877 Y=2.8465 Z=-1
167 X=134.6984 Y=.0858 Z=-1
168 X=135.4091 Y=-2.675 Z=-1
169 X=136.1198 Y=-5.4358 Z=-1
170 X=136.8306 Y=-8.1966 Z=-1
171 X=137.5413 Y=-10.9574 Z=-1
172 X=-2.1144 Y=11.0915 Z=-1.4
173 X=-1.4081 Y=8.3522 Z=-1.4
174 X=-.7019 Y=5.6128 Z=-1.4
175 X=.0044 Y=2.8734 Z=-1.4
176 X=.7106 Y=.1341 Z=-1.4
177 X=1.4169 Y=-2.6053 Z=-1.4
178 X=2.1232 Y=-5.3446 Z=-1.4
179 X=2.8294 Y=-8.084 Z=-1.4
180 X=3.5357 Y=-10.8234 Z=-1.4
181 X=131.8555 Y=11.1289 Z=-1.4
182 X=132.5662 Y=8.3681 Z=-1.4
183 X=133.2769 Y=5.6073 Z=-1.4
184 X=133.9877 Y=2.8465 Z=-1.4
185 X=134.6984 Y=.0858 Z=-1.4
186 X=135.4091 Y=-2.675 Z=-1.4
187 X=136.1198 Y=-5.4358 Z=-1.4
188 X=136.8306 Y=-8.1966 Z=-1.4
189 X=137.5413 Y=-10.9574 Z=-1.4
190 X=42.0358 Y=13.1686 Z=-1.4
191 X=42.3624 Y=11.9 Z=-1.4
192 X=42.3975 Y=11.7634 Z=-1.4
193 X=42.7151 Y=10.5296 Z=-1.4
194 X=43.033 Y=9.2949 Z=-1.4
195 X=43.0657 Y=9.168 Z=-1.4
196 X=43.0677 Y=9.1603 Z=-1.4

197 X=43.1061 Y=9.0112 Z=-1.4
199 X=43.4204 Y=7.79 Z=-1.4
200 X=43.5738 Y=7.1944 Z=-1.4
201 X=43.6064 Y=7.0675 Z=-1.4
202 X=43.773 Y=6.4206 Z=-1.4
203 X=43.8148 Y=6.2579 Z=-1.4
204 X=44.1255 Y=5.0513 Z=-1.4
205 X=44.4782 Y=3.6809 Z=-1.4
206 X=44.5234 Y=3.5057 Z=-1.4
207 X=44.8308 Y=2.3116 Z=-1.4
208 X=45.1835 Y=.9413 Z=-1.4
209 X=45.2319 Y=.7534 Z=-1.4
210 X=45.5361 Y=-.4281 Z=-1.4
211 X=45.8888 Y=-1.7984 Z=-1.4
212 X=45.9407 Y=-1.9998 Z=-1.4
213 X=46.2414 Y=-3.1677 Z=-1.4
214 X=46.5941 Y=-4.5381 Z=-1.4
215 X=46.6492 Y=-4.7521 Z=-1.4
216 X=46.8225 Y=-5.4251 Z=-1.4
217 X=46.8552 Y=-5.552 Z=-1.4
218 X=46.9466 Y=-5.9074 Z=-1.4
220 X=47.2994 Y=-7.2777 Z=-1.4
221 X=47.358 Y=-7.5053 Z=-1.4
222 X=47.3632 Y=-7.5257 Z=-1.4
223 X=47.3959 Y=-7.6525 Z=-1.4
224 X=47.6519 Y=-8.6471 Z=-1.4
225 X=48.0047 Y=-10.0174 Z=-1.4
226 X=48.0665 Y=-10.2576 Z=-1.4
227 X=48.3931 Y=-11.5262 Z=-1.4
228 X=43.3197 Y=8.1812 Z=-10.1501
229 X=47.1092 Y=-6.5388 Z=-10.1501
230 X=41.8769 Y=11.775 Z=-1.4
231 X=42.5832 Y=9.0356 Z=-1.4
232 X=43.2894 Y=6.2963 Z=-1.4
233 X=43.9957 Y=3.5569 Z=-1.4
234 X=44.7019 Y=.8176 Z=-1.4
235 X=45.4082 Y=-1.9218 Z=-1.4
236 X=46.1144 Y=-4.6612 Z=-1.4
237 X=46.8207 Y=-7.4005 Z=-1.4
238 X=47.5269 Y=-10.1399 Z=-1.4
239 X=42.8718 Y=11.8859 Z=-1.4
240 X=43.5804 Y=9.1332 Z=-1.4
241 X=44.2891 Y=6.3806 Z=-1.4
242 X=44.9977 Y=3.6279 Z=-1.4
243 X=45.7063 Y=.8753 Z=-1.4
244 X=46.415 Y=-1.8773 Z=-1.4
245 X=47.1236 Y=-4.63 Z=-1.4
246 X=47.8322 Y=-7.3826 Z=-1.4
247 X=48.5409 Y=-10.1353 Z=-1.4
248 X=87.0315 Y=13.0547 Z=-1.4
249 X=87.3429 Y=11.8452 Z=-1.4
250 X=87.3915 Y=11.6563 Z=-1.4
251 X=87.6971 Y=10.469 Z=-1.4
252 X=88.0287 Y=9.181 Z=-1.4
253 X=88.0517 Y=9.0919 Z=-1.4
254 X=88.0614 Y=9.0542 Z=-1.4
255 X=88.1023 Y=8.8954 Z=-1.4
257 X=88.4059 Y=7.7158 Z=-1.4
258 X=88.5695 Y=7.0805 Z=-1.4
259 X=88.6021 Y=6.9537 Z=-1.4
260 X=88.7602 Y=6.3397 Z=-1.4
261 X=88.813 Y=6.1344 Z=-1.4
262 X=89.1145 Y=4.9636 Z=-1.4
263 X=89.4687 Y=3.5874 Z=-1.4
264 X=89.5238 Y=3.3734 Z=-1.4
265 X=89.8232 Y=2.2103 Z=-1.4
266 X=90.1775 Y=.8342 Z=-1.4
267 X=90.2346 Y=.6124 Z=-1.4
268 X=90.5318 Y=-.5419 Z=-1.4
269 X=90.8861 Y=-1.9181 Z=-1.4
270 X=90.9451 Y=-2.1476 Z=-1.4
271 X=91.2403 Y=-3.2942 Z=-1.4
272 X=91.5948 Y=-4.6713 Z=-1.4
273 X=91.6559 Y=-4.9086 Z=-1.4
274 X=91.8182 Y=-5.539 Z=-1.4
275 X=91.8509 Y=-5.6659 Z=-1.4
276 X=91.9491 Y=-6.0474 Z=-1.4
278 X=92.3034 Y=-7.4236 Z=-1.4
279 X=92.359 Y=-7.6395 Z=-1.4
280 X=92.3667 Y=-7.6695 Z=-1.4
281 X=92.3916 Y=-7.7664 Z=-1.4
282 X=92.6576 Y=-8.7997 Z=-1.4
283 X=93.0119 Y=-10.1758 Z=-1.4
284 X=93.0775 Y=-10.4305 Z=-1.4
285 X=93.3889 Y=-11.6401 Z=-1.4
286 X=88.3154 Y=8.0674 Z=-10.1502
287 X=92.1049 Y=-6.6527 Z=-10.1502
288 X=86.8685 Y=11.7231 Z=-1.4
289 X=87.5771 Y=8.9704 Z=-1.4

```
  290 X=88.2858  Y=6.2178  Z=-1.4
  291 X=88.9944  Y=3.4651  Z=-1.4
  292 X=89.703  Y=.7125  Z=-1.4
  293 X=90.4117  Y=-2.0401  Z=-1.4
  294 X=91.1203  Y=-4.7928  Z=-1.4
  295 X=91.8289  Y=-7.5454  Z=-1.4
  296 X=92.5376  Y=-10.2981  Z=-1.4
  297 X=87.8627  Y=11.7775  Z=-1.4
  298 X=88.5734  Y=9.0167  Z=-1.4
  299 X=89.2841  Y=6.2559  Z=-1.4
  300 X=89.9949  Y=3.4951  Z=-1.4
  301 X=90.7056  Y=.7344  Z=-1.4
  302 X=91.4163  Y=-2.0264  Z=-1.4
  303 X=92.1271  Y=-4.7872  Z=-1.4
  304 X=92.8378  Y=-7.548  Z=-1.4
  305 X=93.5485  Y=-10.3088  Z=-1.4
  306 X=43.3197  Y=8.1812  Z=-3.15002
  307 X=43.3197  Y=8.1812  Z=-4.90004
  308 X=43.3197  Y=8.1812  Z=-6.65006
  309 X=43.3197  Y=8.1812  Z=-8.40008
  310 X=47.1092  Y=-6.5388  Z=-3.15002
  311 X=47.1092  Y=-6.5388  Z=-4.90004
  312 X=47.1092  Y=-6.5388  Z=-6.65006
  313 X=47.1092  Y=-6.5388  Z=-8.40008
  314 X=88.3154  Y=8.0674  Z=-3.15004
  315 X=88.3154  Y=8.0674  Z=-4.90008
  316 X=88.3154  Y=8.0674  Z=-6.65012
  317 X=88.3154  Y=8.0674  Z=-8.40016
  318 X=92.1049  Y=-6.6527  Z=-3.15004
  319 X=92.1049  Y=-6.6527  Z=-4.90008
  320 X=92.1049  Y=-6.6527  Z=-6.65012
  321 X=92.1049  Y=-6.6527  Z=-8.40016

RESTRAINT
  ADD=172  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=173  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=174  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=175  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=176  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=177  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=178  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=179  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=180  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=181  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=182  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=183  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=184  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=185  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=186  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=187  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=188  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=189  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=228  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=229  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=286  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3
  ADD=287  DOF=U1,U2,U3,R1,R2,R3

PATTERN
  NAME=DEFAULT

MATERIAL
  NAME=CONC01  IDES=C
    T=0  E=2.7849E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=CONC02  IDES=C
    T=0  E=3.18791E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=STEEL  IDES=C
    T=0  E=2.05E+08  U=.15  A=.00001
  NAME=RIGID  IDES=C
    T=0  E=2.05E+08  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC1  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC2  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P02CONC3  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P03CONC1  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P03CONC2  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=P03CONC3  IDES=C  M=2.54842  W=25
    T=0  E=2.7804E+07  U=.15  A=.00001
  NAME=CONC  IDES=C
    T=0  E=2.8E+07  U=.2  A=.0000099

FRAME SECTION
  NAME=GIRDER01 MAT=CONC02 MPL=5.403904 WPL=52.9942 A=1.50988 J=.0271458 I=1.16104,.373662 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER02 MAT=CONC02 A=1.53905 J=.0277057 I=1.18111,.426135 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER03 MAT=CONC02 A=1.53905 J=.0277057 I=1.18111,.426135 AS=0,0 T=1,1
  NAME=GIRDER04 MAT=CONC02 A=1.53905 J=.0277057 I=1.18111,.426135 AS=0,0 T=1,1
```

NAME=GIRDER05 MAT=CONC02 A=1.53905 J=.0277057 I=1.18111,.426135 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER06 MAT=CONC02 A=1.53905 J=.0277057 I=1.18111,.426135 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER07 MAT=CONC02 A=1.53905 J=.0277057 I=1.18111,.426135 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER08 MAT=CONC02 A=1.53905 J=.0277057 I=1.18111,.426135 AS=0,0 T=1,1
NAME=GIRDER09 MAT=CONC02 A=1.50772 J=.0271043 I=1.15952,.369983 AS=0,0 T=1,1
NAME=CROSS01 MAT=CONC01 A=.63 J=.0171991 I=.231525,.004725 AS=0,0 T=1,1
NAME=RIGID MAT=RIGID A=10 J=10 I=100,100 AS=1000,1000 T=1,1
NAME=P02COPP01 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.1,2.7 A=2.97 J=.8911449 I=.299475,1.804275 AS=2.475,2.475
NAME=P02COPP02 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.46,2.7 A=3.942 J=1.85354 I=.7002306,2.394765 AS=3.285,3.285
NAME=P02COPP03 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.529,2.7 A=4.1283 J=2.079185 I=.8042758,2.507942 AS=3.44025,3.44025
NAME=P02COPP04 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.552,2.7 A=4.1904 J=2.157173 I=.8411194,2.545668 AS=3.492,3.492
NAME=P02COPP05 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.912,2.7 A=5.1624 J=3.543082 I=1.572701,3.136158 AS=4.302,4.302
NAME=P02COPP06 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.951,2.7 A=5.2677 J=3.710161 I=1.670915,3.200128 AS=4.38975,4.38975
NAME=P02COPP07 MAT=P02CONC1 SH=R T=1.978,2.7 A=5.3406 J=3.827583 I=1.741251,3.244415 AS=4.4505,4.4505
NAME=P02COPP08 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.236,2.7 A=6.0372 J=5.017785 I=2.515347,3.667599 AS=5.031,5.031
NAME=P02COPP09 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.261,2.7 A=6.1047 J=5.13946 I=2.600664,3.708605 AS=5.08725,5.08725
NAME=P02COPP10 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.322,2.7 A=6.2694 J=5.441067 I=2.816885,3.808661 AS=5.2245,5.2245
NAME=P02COPP11 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.384,2.7 A=6.4368 J=5.754656 I=3.048606,3.910356 AS=5.364,5.364
NAME=P02COPP12 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.433,2.7 A=6.5691 J=6.007747 I=3.240476,3.990728 AS=5.47425,5.47425
NAME=P02COPP13 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.458,2.7 A=6.6366 J=6.13875 I=3.341398,4.031734 AS=5.5305,5.5305
NAME=P02COPP14 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.522,2.7 A=6.8094 J=6.480262 I=3.609257,4.136711 AS=5.6745,5.6745
NAME=P02COPP15 MAT=P02CONC1 SH=R T=2.587,2.7 A=6.9849 J=6.836932 I=3.895577,4.243327 AS=5.82075,5.82075
NAME=P02COLUP MAT=P02CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P02COLDN MAT=P02CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P02FOOT MAT=P02CONC3 SH=R T=4.4,8.8 A=38.72 J=171.573 I=62.46827,249.8731 AS=32.26667,32.26667
NAME=P03COPP01 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.1,2.7 A=2.97 J=.8911449 I=.299475,1.804275 AS=2.475,2.475
NAME=P03COPP02 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.378,2.7 A=3.7206 J=1.602068 I=.588749,2.260264 AS=3.1005,3.1005
NAME=P03COPP03 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.444,2.7 A=3.8988 J=1.803031 I=.6774607,2.368521 AS=3.249,3.249
NAME=P03COPP04 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.516,2.7 A=4.0932 J=2.035712 I=.7839351,2.486619 AS=3.411,3.411
NAME=P03COPP05 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.721,2.7 A=4.6467 J=2.770711 I=1.146899,2.82287 AS=3.87225,3.87225
NAME=P03COPP06 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.775,2.7 A=4.7925 J=2.981018 I=1.258281,2.911444 AS=3.99375,3.99375
NAME=P03COPP07 MAT=P03CONC1 SH=R T=1.954,2.7 A=5.2758 J=3.723138 I=1.678635,3.205049 AS=4.3965,4.3965
NAME=P03COPP08 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.112,2.7 A=5.7024 J=4.430704 I=2.119651,3.464208 AS=4.752,4.752
NAME=P03COPP09 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.248,2.7 A=6.0696 J=5.07605 I=2.556062,3.687282 AS=5.058,5.058
NAME=P03COPP10 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.295,2.7 A=6.1965 J=5.306736 I=2.71976,3.764374 AS=5.16375,5.16375
NAME=P03COPP11 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.342,2.7 A=6.3234 J=5.541435 I=2.890302,3.841465 AS=5.2695,5.2695
NAME=P03COPP12 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.376,2.7 A=6.4152 J=5.713783 I=3.018018,3.897234 AS=5.346,5.346
NAME=P03COPP13 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.386,2.7 A=6.4422 J=5.764894 I=3.056285,3.913636 AS=5.3685,5.3685
NAME=P03COPP14 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.415,2.7 A=6.5205 J=5.914219 I=3.169085,3.961204 AS=5.43375,5.43375
NAME=P03COPP15 MAT=P03CONC1 SH=R T=2.445,2.7 A=6.6015 J=6.070466 I=3.288661,4.010411 AS=5.50125,5.50125
NAME=P03COLUP MAT=P03CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P03COLDN MAT=P03CONC2 A=4.15476 J=2.74733 I=1.37367,1.37367 AS=0,0 T=1,1
NAME=P03FOOT MAT=P03CONC3 SH=R T=4.4,8.8 A=38.72 J=171.573 I=62.46827,249.8731 AS=32.26667,32.26667
NAME=P02CP0405 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP04,P02COPP05 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0506 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP05,P02COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0608 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP06,P02COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0815 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP08,P02COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1515 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP15,P02COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1514 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP15,P02COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1414 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP14,P02COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1413 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP14,P02COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1313 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP13,P02COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1312 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP13,P02COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1212 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP12,P02COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1211 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP12,P02COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1111 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP11,P02COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1110 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP11,P02COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1010 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP10,P02COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP1009 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP10,P02COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0909 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP09,P02COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0907 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP09,P02COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0703 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP07,P02COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0302 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP03,P02COPP02 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02CP0201 TYPE=NONPR
SEC=P02COPP02,P02COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P02COLUMN TYPE=NONPR
SEC=P02COLUP,P02COLDN EIVAR=2,1 VL=1
NAME=P03CP0205 TYPE=NONPR
SEC=P03COPP02,P03COPP05 EIVAR=2,1 VL=1

```
 NAME=P03CP0506 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP05,P03COPP06 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP0608 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP06,P03COPP08 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP0815 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP08,P03COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1515 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP15,P03COPP15 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1514 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP15,P03COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1414 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP14,P03COPP14 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1413 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP14,P03COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1313 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP13,P03COPP13 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1312 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP13,P03COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1212 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP12,P03COPP12 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1111 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP11,P03COPP11 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1110 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP11,P03COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1010 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP10,P03COPP10 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP1009 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP10,P03COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP0909 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP09,P03COPP09 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP0907 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP09,P03COPP07 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP0704 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP07,P03COPP04 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP0403 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP04,P03COPP03 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03CP0301 TYPE=NONPR
  SEC=P03COPP03,P03COPP01 EIVAR=2,1 VL=1
 NAME=P03COLUMN TYPE=NONPR
  SEC=P03COLUP,P03COLDN EIVAR=2,1 VL=1

NLPROP
 NAME=P200H4   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=1022600  CE=0
  DOF=U2  KE=4313  CE=0
  DOF=U3  KE=4313  CE=0
 NAME=P200H8   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=511400  CE=0
  DOF=U2  KE=2157  CE=0
  DOF=U3  KE=2157  CE=0
 NAME=J01B01   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J01B02   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J01B03   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J01B04   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J01B05   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J01B06   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J01B07   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J01B08   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J01B09   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
  DOF=U3  KE=2875.8  CE=0
 NAME=J02F01   TYPE=Gap
  DOF=U1  KE=681800  CE=0
  DOF=U2  KE=2875.8  CE=0
```

DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02F02 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02F03 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02F04 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02F05 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02F06 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02F07 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02F08 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02F09 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B01 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B02 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B03 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B04 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B05 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B06 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B07 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B08 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J02B09 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03F01 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03F02 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03F03 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03F04 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03F05 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0

NAME=J03F06 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03F07 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03F08 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03F09 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B01 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B02 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B03 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B04 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B05 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B06 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B07 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B08 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J03B09 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F01 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F02 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F03 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F04 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F05 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F06 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F07 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F08 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0
NAME=J04F09 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875.8 CE=0
DOF=U3 KE=2875.8 CE=0

FRAME
1 J=1,2 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
2 J=2,3 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
3 J=3,4 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
4 J=4,5 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
5 J=5,6 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
6 J=6,7 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
7 J=7,8 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
8 J=8,9 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
9 J=9,10 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
10 J=10,11 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
11 J=11,12 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
12 J=12,13 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
13 J=14,15 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
14 J=15,16 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
15 J=16,17 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
16 J=17,18 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
17 J=18,19 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
18 J=19,20 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
19 J=20,21 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
20 J=21,22 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
21 J=22,23 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
22 J=23,24 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
23 J=24,25 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
24 J=25,26 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
25 J=27,28 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
26 J=28,29 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
27 J=29,30 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
28 J=30,31 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
29 J=31,32 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
30 J=32,33 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
31 J=33,34 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
32 J=34,35 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
33 J=35,36 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
34 J=36,37 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
35 J=37,38 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
36 J=38,39 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
37 J=40,41 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
38 J=41,42 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
39 J=42,43 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
40 J=43,44 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
41 J=44,45 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
42 J=45,46 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
43 J=46,47 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
44 J=47,48 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
45 J=48,49 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
46 J=49,50 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
47 J=50,51 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
48 J=51,52 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
49 J=53,54 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
50 J=54,55 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
51 J=55,56 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
52 J=56,57 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
53 J=57,58 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
54 J=58,59 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
55 J=59,60 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
56 J=60,61 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
57 J=61,62 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
58 J=62,63 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
59 J=63,64 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
60 J=64,65 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
61 J=66,67 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
62 J=67,68 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
63 J=68,69 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
64 J=69,70 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
65 J=70,71 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
66 J=71,72 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
67 J=72,73 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
68 J=73,74 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
69 J=74,75 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
70 J=75,76 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
71 J=76,77 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
72 J=77,78 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
73 J=79,80 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
74 J=80,81 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
75 J=81,82 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
76 J=82,83 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
77 J=83,84 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
78 J=84,85 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
79 J=85,86 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
80 J=86,87 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
81 J=87,88 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
82 J=88,89 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
83 J=89,90 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
84 J=90,91 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
85 J=92,93 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
86 J=93,94 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
87 J=94,95 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
88 J=95,96 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0

```
89 J=96,97 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
90 J=97,98 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
91 J=98,99 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
92 J=99,100 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
93 J=100,101 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
94 J=101,102 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
95 J=102,103 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
96 J=103,104 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
97 J=105,106 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
98 J=106,107 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
99 J=107,108 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
100 J=108,109 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
101 J=109,110 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
102 J=110,111 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
103 J=111,112 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
104 J=112,113 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
105 J=113,114 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
106 J=114,115 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
107 J=115,116 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
108 J=116,117 SEC=GIRDER01 NSEG=4 ANG=0
109 J=2,15 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
110 J=3,16 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
111 J=4,17 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
112 J=6,19 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
113 J=7,20 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
114 J=8,21 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
115 J=10,23 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
116 J=11,24 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
117 J=12,25 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
118 J=15,28 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
119 J=16,29 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
120 J=17,30 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
121 J=19,32 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
122 J=20,33 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
123 J=21,34 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
124 J=23,36 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
125 J=24,37 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
126 J=25,38 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
127 J=28,41 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
128 J=29,42 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
129 J=30,43 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
130 J=32,45 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
131 J=33,46 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
132 J=34,47 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
133 J=36,49 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
134 J=37,50 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
135 J=38,51 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
136 J=41,54 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
137 J=42,55 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
138 J=43,56 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
139 J=45,58 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
140 J=46,59 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
141 J=47,60 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
142 J=49,62 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
143 J=50,63 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
144 J=51,64 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
145 J=54,67 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
146 J=55,68 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
147 J=56,69 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
148 J=58,71 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
149 J=59,72 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
150 J=60,73 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
151 J=62,75 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
152 J=63,76 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
153 J=64,77 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
154 J=67,80 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
155 J=68,81 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
156 J=69,82 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
157 J=71,84 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
158 J=72,85 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
159 J=73,86 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
160 J=75,88 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
161 J=76,89 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
162 J=77,90 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
163 J=80,93 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
164 J=81,94 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
165 J=82,95 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
166 J=84,97 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
167 J=85,98 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
168 J=86,99 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
169 J=88,101 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
170 J=89,102 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
171 J=90,103 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
172 J=93,106 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
173 J=94,107 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
174 J=95,108 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
175 J=97,110 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
176 J=98,111 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
177 J=99,112 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
```

```
178 J=101,114 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
179 J=102,115 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
180 J=103,116 SEC=CROSS01 NSEG=4 ANG=0
181 J=2,118 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
182 J=15,119 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
183 J=28,120 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
184 J=41,121 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
185 J=54,122 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
186 J=67,123 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
187 J=80,124 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
188 J=93,125 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
189 J=106,126 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
190 J=4,127 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
191 J=17,128 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
192 J=30,129 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
193 J=43,130 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
194 J=56,131 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
195 J=69,132 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
196 J=82,133 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
197 J=95,134 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
198 J=108,135 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
199 J=6,136 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
200 J=19,137 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
201 J=32,138 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
202 J=45,139 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
203 J=58,140 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
204 J=71,141 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
205 J=84,142 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
206 J=97,143 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
207 J=110,144 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
208 J=8,145 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
209 J=21,146 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
210 J=34,147 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
211 J=47,148 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
212 J=60,149 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
213 J=73,150 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
214 J=86,151 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
215 J=99,152 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
216 J=112,153 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
217 J=10,154 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
218 J=23,155 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
219 J=36,156 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
220 J=49,157 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
221 J=62,158 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
222 J=75,159 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
223 J=88,160 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
224 J=101,161 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
225 J=114,162 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
226 J=12,163 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
227 J=25,164 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
228 J=38,165 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
229 J=51,166 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
230 J=64,167 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
231 J=77,168 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
232 J=90,169 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
233 J=103,170 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
234 J=116,171 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
235 J=190,191 SEC=P02CP0405 NSEG=4 ANG=0
236 J=191,192 SEC=P02CP0506 NSEG=4 ANG=0
237 J=192,193 SEC=P02CP0608 NSEG=4 ANG=0
238 J=193,194 SEC=P02CP0815 NSEG=4 ANG=0
239 J=194,195 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
240 J=195,196 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
241 J=196,197 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
242 J=197,J1 SEC=P02CP1515 NSEG=4 ANG=0
243 J=J1,199 SEC=P02CP1514 NSEG=4 ANG=0
244 J=199,200 SEC=P02CP1414 NSEG=4 ANG=0
245 J=200,201 SEC=P02CP1414 NSEG=4 ANG=0
246 J=201,202 SEC=P02CP1414 NSEG=4 ANG=0
247 J=202,203 SEC=P02CP1414 NSEG=4 ANG=0
248 J=203,204 SEC=P02CP1414 NSEG=4 ANG=0
249 J=204,205 SEC=P02CP1413 NSEG=4 ANG=0
250 J=205,206 SEC=P02CP1313 NSEG=4 ANG=0
251 J=206,207 SEC=P02CP1313 NSEG=4 ANG=0
252 J=207,208 SEC=P02CP1312 NSEG=4 ANG=0
253 J=208,209 SEC=P02CP1212 NSEG=4 ANG=0
254 J=209,210 SEC=P02CP1212 NSEG=4 ANG=0
255 J=210,211 SEC=P02CP1211 NSEG=4 ANG=0
256 J=211,212 SEC=P02CP1111 NSEG=4 ANG=0
257 J=212,213 SEC=P02CP1111 NSEG=4 ANG=0
258 J=213,214 SEC=P02CP1110 NSEG=4 ANG=0
259 J=214,215 SEC=P02CP1010 NSEG=4 ANG=0
260 J=215,216 SEC=P02CP1010 NSEG=4 ANG=0
261 J=216,217 SEC=P02CP1010 NSEG=4 ANG=0
262 J=217,218 SEC=P02CP1010 NSEG=4 ANG=0
263 J=218,J2 SEC=P02CP1009 NSEG=4 ANG=0
264 J=J2,220 SEC=P02CP0909 NSEG=4 ANG=0
265 J=220,221 SEC=P02CP0909 NSEG=4 ANG=0
266 J=221,222 SEC=P02CP0909 NSEG=4 ANG=0
```

```
267 J=222,223 SEC=P02CP0909 NSEG=4 ANG=0
268 J=223,224 SEC=P02CP0907 NSEG=4 ANG=0
269 J=224,225 SEC=P02CP0703 NSEG=4 ANG=0
270 J=225,226 SEC=P02CP0302 NSEG=4 ANG=0
271 J=226,227 SEC=P02CP0201 NSEG=4 ANG=0
274 J=191,230 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
275 J=196,231 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
276 J=202,232 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
277 J=205,233 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
278 J=208,234 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
279 J=211,235 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
280 J=214,236 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
281 J=220,237 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
282 J=225,238 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
283 J=192,239 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
284 J=197,240 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
285 J=203,241 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
286 J=206,242 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
287 J=209,243 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
288 J=212,244 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
289 J=215,245 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
290 J=221,246 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
291 J=226,247 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
292 J=248,249 SEC=P03CP0205 NSEG=4 ANG=0
293 J=249,250 SEC=P03CP0506 NSEG=4 ANG=0
294 J=250,251 SEC=P03CP0608 NSEG=4 ANG=0
295 J=251,252 SEC=P03CP0815 NSEG=4 ANG=0
296 J=252,253 SEC=P03CP1515 NSEG=4 ANG=0
297 J=253,254 SEC=P03CP1515 NSEG=4 ANG=0
298 J=254,255 SEC=P03CP1515 NSEG=4 ANG=0
299 J=255,J3 SEC=P03CP1515 NSEG=4 ANG=0
300 J=J3,257 SEC=P03CP1514 NSEG=4 ANG=0
301 J=257,258 SEC=P03CP1414 NSEG=4 ANG=0
302 J=258,259 SEC=P03CP1414 NSEG=4 ANG=0
303 J=259,260 SEC=P03CP1414 NSEG=4 ANG=0
304 J=260,261 SEC=P03CP1414 NSEG=4 ANG=0
305 J=261,262 SEC=P03CP1414 NSEG=4 ANG=0
306 J=262,263 SEC=P03CP1413 NSEG=4 ANG=0
307 J=263,264 SEC=P03CP1313 NSEG=4 ANG=0
308 J=264,265 SEC=P03CP1312 NSEG=4 ANG=0
309 J=265,266 SEC=P03CP1212 NSEG=4 ANG=0
310 J=266,267 SEC=P03CP1212 NSEG=4 ANG=0
311 J=267,268 SEC=P03CP1212 NSEG=4 ANG=0
312 J=268,269 SEC=P03CP1111 NSEG=4 ANG=0
313 J=269,270 SEC=P03CP1111 NSEG=4 ANG=0
314 J=270,271 SEC=P03CP1111 NSEG=4 ANG=0
315 J=271,272 SEC=P03CP1110 NSEG=4 ANG=0
316 J=272,273 SEC=P03CP1010 NSEG=4 ANG=0
317 J=273,274 SEC=P03CP1010 NSEG=4 ANG=0
318 J=274,275 SEC=P03CP1010 NSEG=4 ANG=0
319 J=275,276 SEC=P03CP1009 NSEG=4 ANG=0
320 J=276,J4 SEC=P03CP0909 NSEG=4 ANG=0
321 J=J4,278 SEC=P03CP0909 NSEG=4 ANG=0
322 J=278,279 SEC=P03CP0909 NSEG=4 ANG=0
323 J=279,280 SEC=P03CP0909 NSEG=4 ANG=0
324 J=280,281 SEC=P03CP0909 NSEG=4 ANG=0
325 J=281,282 SEC=P03CP0907 NSEG=4 ANG=0
326 J=282,283 SEC=P03CP0704 NSEG=4 ANG=0
327 J=283,284 SEC=P03CP0403 NSEG=4 ANG=0
328 J=284,285 SEC=P03CP0301 NSEG=4 ANG=0
331 J=249,288 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
332 J=253,289 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
333 J=260,290 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
334 J=263,291 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
335 J=266,292 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
336 J=269,293 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
337 J=272,294 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
338 J=278,295 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
339 J=283,296 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
340 J=250,297 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
341 J=255,298 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
342 J=261,299 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
343 J=264,300 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
344 J=267,301 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
345 J=270,302 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
346 J=273,303 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
347 J=280,304 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
348 J=284,305 SEC=RIGID NSEG=4 ANG=0
350 J=306,307 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
351 J=307,308 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
352 J=308,309 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
355 J=310,311 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
356 J=311,312 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
357 J=312,313 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
360 J=314,315 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
361 J=315,316 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
362 J=316,317 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
365 J=318,319 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
366 J=319,320 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
```

```
  367 J=320,321 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
  P1A J=J1,306 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.65011 RIGID=0
  P1B J=309,228 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
  P1C J=J2,310 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.65011 RIGID=0
  P1D J=313,229 SEC=P02COLUMN NSEG=4 ANG=0
  P2A J=J3,314 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.65022 RIGID=0
  P2B J=317,286 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0
  P2C J=J4,318 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0 IOFF=1.65022 RIGID=0
  P2D J=321,287 SEC=P03COLUMN NSEG=4 ANG=0

NLLINK
  1 J=118,172 NLP=P200H8 ANG=0
  2 J=119,173 NLP=P200H8 ANG=0
  3 J=120,174 NLP=P200H8 ANG=0
  4 J=121,175 NLP=P200H8 ANG=0
  5 J=122,176 NLP=P200H8 ANG=0
  6 J=123,177 NLP=P200H8 ANG=0
  7 J=124,178 NLP=P200H8 ANG=0
  8 J=125,179 NLP=P200H8 ANG=0
  9 J=126,180 NLP=P200H8 ANG=0
  10 J=127,230 NLP=P200H4 ANG=0
  11 J=128,231 NLP=P200H4 ANG=0
  12 J=129,232 NLP=P200H4 ANG=0
  13 J=130,233 NLP=P200H4 ANG=0
  14 J=131,234 NLP=P200H4 ANG=0
  15 J=132,235 NLP=P200H4 ANG=0
  16 J=133,236 NLP=P200H4 ANG=0
  17 J=134,237 NLP=P200H4 ANG=0
  18 J=135,238 NLP=P200H4 ANG=0
  19 J=136,239 NLP=P200H4 ANG=0
  20 J=137,240 NLP=P200H4 ANG=0
  21 J=138,241 NLP=P200H4 ANG=0
  22 J=139,242 NLP=P200H4 ANG=0
  23 J=140,243 NLP=P200H4 ANG=0
  24 J=141,244 NLP=P200H4 ANG=0
  25 J=142,245 NLP=P200H4 ANG=0
  26 J=143,246 NLP=P200H4 ANG=0
  27 J=144,247 NLP=P200H4 ANG=0
  28 J=145,288 NLP=P200H4 ANG=0
  29 J=146,289 NLP=P200H4 ANG=0
  30 J=147,290 NLP=P200H4 ANG=0
  31 J=148,291 NLP=P200H4 ANG=0
  32 J=149,292 NLP=P200H4 ANG=0
  33 J=150,293 NLP=P200H4 ANG=0
  34 J=151,294 NLP=P200H4 ANG=0
  35 J=152,295 NLP=P200H4 ANG=0
  36 J=153,296 NLP=P200H4 ANG=0
  37 J=154,297 NLP=P200H4 ANG=0
  38 J=155,298 NLP=P200H4 ANG=0
  39 J=156,299 NLP=P200H4 ANG=0
  40 J=157,300 NLP=P200H4 ANG=0
  41 J=158,301 NLP=P200H4 ANG=0
  42 J=159,302 NLP=P200H4 ANG=0
  43 J=160,303 NLP=P200H4 ANG=0
  44 J=161,304 NLP=P200H4 ANG=0
  45 J=162,305 NLP=P200H4 ANG=0
  46 J=163,181 NLP=P200H8 ANG=0
  47 J=164,182 NLP=P200H8 ANG=0
  48 J=165,183 NLP=P200H8 ANG=0
  49 J=166,184 NLP=P200H8 ANG=0
  50 J=167,185 NLP=P200H8 ANG=0
  51 J=168,186 NLP=P200H8 ANG=0
  52 J=169,187 NLP=P200H8 ANG=0
  53 J=170,188 NLP=P200H8 ANG=0
  54 J=171,189 NLP=P200H8 ANG=0

LOAD
  NAME=LOAD1 SW=1 CSYS=0

MODE
  TYPE=RITZ N=50
    ACC=UX
    ACC=UY
    LOAD=LOAD1

FUNCTION
  NAME=S1542 NPL=1 PRINT=Y
    0 .385
    .1 .385
    .2 .385
    .3 .385
    .4 .385
    .5 .352
    .6 .3117
    .7 .2813
    .8 .2573
    .9 .2379
    1 .2218
    1.1 .2081
```

```
    1.2 .1964
    1.3 .1862
    1.4 .1772
    1.5 .1692
    1.6 .1621
    1.7 .1557
    1.8 .1499
    1.9 .1446
    2 .1397
    2.1 .1352
    2.2 .1311
    2.3 .1273
    2.4 .1237
    2.5 .1204
    2.6 .1173
    2.7 .1144
    2.8 .1116
    2.9 .109
    3 .1066
    3.2 .1021
    3.4 .0981
    3.6 .0944
    3.8 .0911
    4 .088
    4.25 .0805
    4.5 .0746
    4.75 .0694
    5 .0648
    5.25 .0608
    5.5 .0571
    5.75 .0538
    6 .0508
    6.25 .0482
    6.5 .0457
    6.75 .0435
    7 .0414
    7.25 .0395
    7.5 .0378
    7.75 .0361
    8 .0347
    8.25 .0333
    8.5 .032
    8.75 .0307
    9 .0296
    9.25 .0286
    9.5 .0276
    9.75 .0266
    10 .0257
    15 .015
    20 .0102

SPEC
  NAME=SPECXX  MODC=CQC  ANG=0  DAMP=.05
    ACC=U1  FUNC=S1542  SF=9.81
  NAME=SPECYY  MODC=CQC  ANG=0  DAMP=.05
    ACC=U2  FUNC=S1542  SF=9.81

COMBO
  NAME=COMB1
    SPEC=SPECXX  SF=1
    SPEC=SPECYY  SF=.3
  NAME=COMB2
    SPEC=SPECXX  SF=.3
    SPEC=SPECYY  SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END
```

3.3 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역 I
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	A = Z x I

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

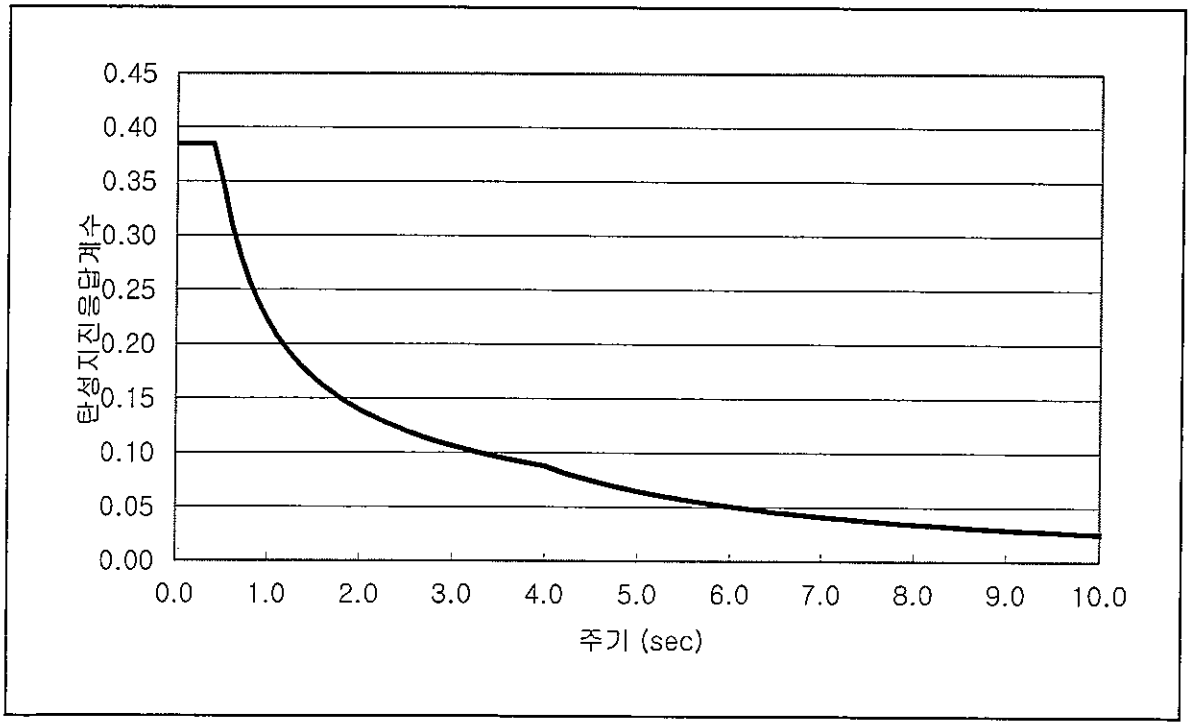
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

② $T > 4.0$ sec

$$Cs = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec^2)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

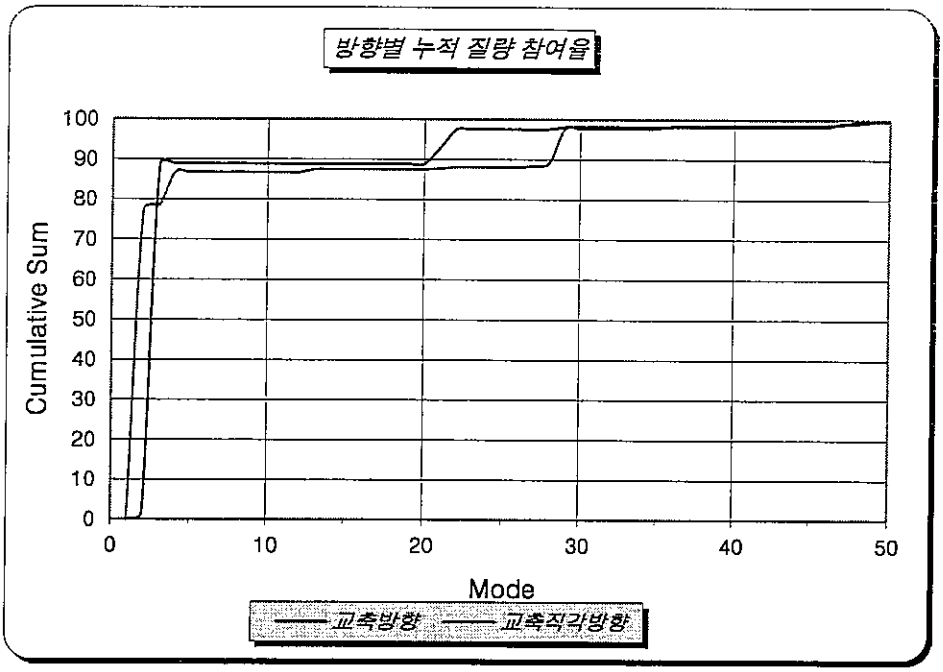
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.3572	0.7368	4.63	21.43	
2	1.2938	0.7729	4.86	23.58	
3	1.2340	0.8104	5.09	25.92	
4	0.9733	1.0274	6.46	41.67	
5	0.7019	1.4247	8.95	80.13	
6	0.5617	1.7803	11.19	125.13	
7	0.5552	1.8011	11.32	128.07	
8	0.4735	2.1119	13.27	176.08	
9	0.4623	2.1633	13.59	184.75	
10	0.3990	2.5060	15.75	247.93	
11	0.3877	2.5794	16.21	262.66	
12	0.3826	2.6136	16.42	269.67	
13	0.3226	3.0999	19.48	379.36	
14	0.3217	3.1081	19.53	381.37	
15	0.3168	3.1569	19.84	393.45	
16	0.2907	3.4396	21.61	467.06	
17	0.2894	3.4551	21.71	471.29	
18	0.2877	3.4753	21.84	476.80	
19	0.2462	4.0623	25.52	651.49	
20	0.2219	4.5057	28.31	801.46	
21	0.1833	5.4570	34.29	1175.62	
22	0.1810	5.5263	34.72	1205.66	
23	0.1719	5.8162	36.54	1335.47	
24	0.1522	6.5712	41.29	1704.72	
25	0.1484	6.7377	42.33	1792.21	
26	0.1431	6.9864	43.90	1926.93	
27	0.1410	7.0941	44.57	1986.80	
28	0.1303	7.6731	48.21	2324.37	
29	0.1293	7.7321	48.58	2360.21	
30	0.1277	7.8282	49.19	2419.26	
31	0.1266	7.9011	49.64	2464.52	
32	0.1068	9.3605	58.81	3459.05	
33	0.1032	9.6933	60.91	3709.43	
34	0.1008	9.9212	62.34	3885.87	
35	0.0773	12.9385	81.30	6608.89	
36	0.0756	13.2313	83.13	6911.41	
37	0.0750	13.3335	83.78	7018.56	
38	0.0735	13.5999	85.45	7301.77	
39	0.0701	14.2749	89.69	8044.63	
40	0.0691	14.4706	90.92	8266.67	
41	0.0584	17.1144	107.53	11563.36	
42	0.0535	18.6995	117.49	13804.40	
43	0.0499	20.0496	125.98	15869.80	
44	0.0406	24.6580	154.93	24003.62	
45	0.0223	44.7764	281.34	79151	
46	0.0191	52.3922	329.19	108366	
47	0.0169	59.1872	371.88	138298	
48	0.0109	91.8999	577.42	333418	
49	0.0099	100.5223	631.60	398919	
50	0.0022	448.2158	2816.22	7931100	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

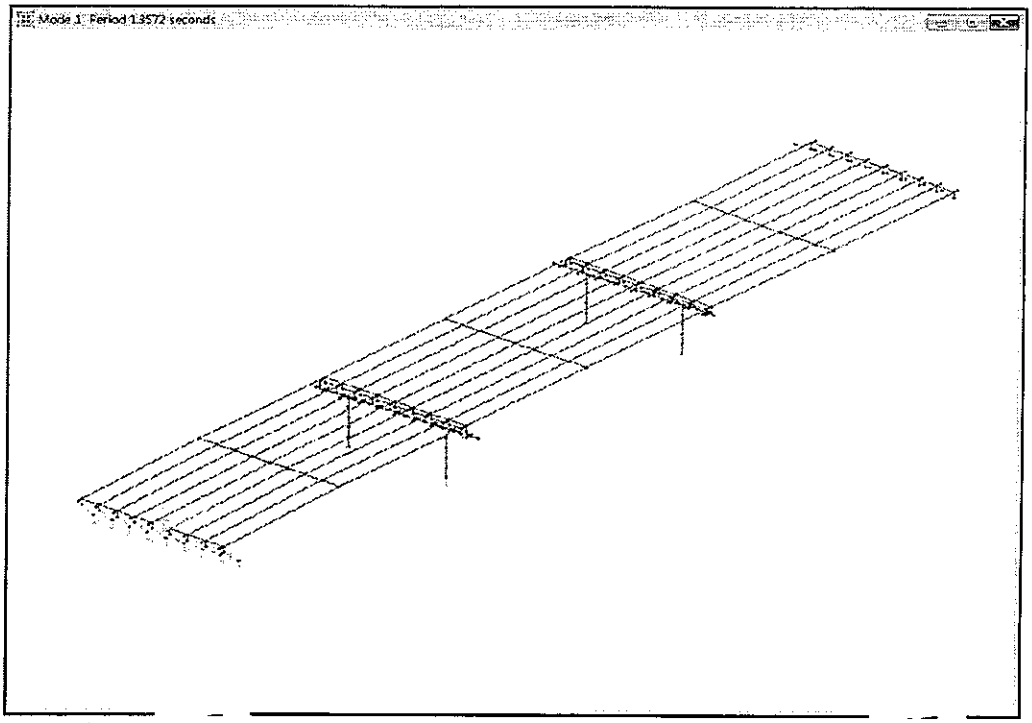


< 질량참여율 >

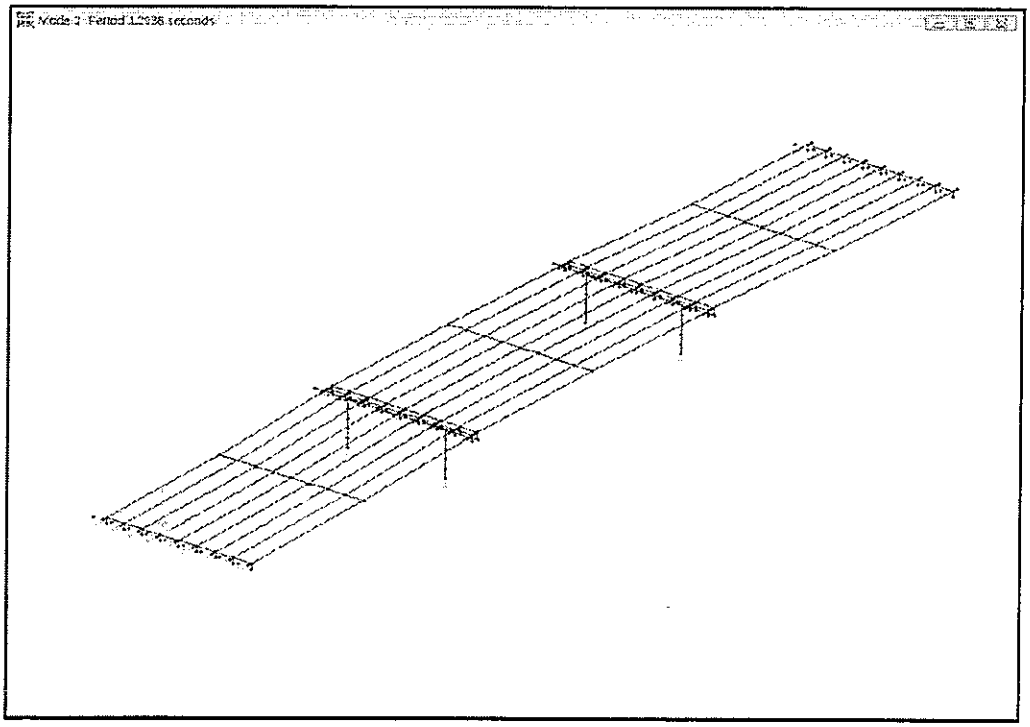
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.357	0.024	0.002	0.000	0.024	0.002	0.000
2	1.294	1.774	77.252	0.000	1.798	77.254	0.000
3	1.234	87.016	1.287	0.000	88.815	78.541	0.000
4	0.973	0.063	8.130	0.000	88.878	86.671	0.000
5	0.702	0.000	0.000	0.001	88.878	86.671	0.001
6	0.562	0.000	0.000	0.001	88.878	86.671	0.002
7	0.555	0.000	0.026	0.000	88.878	86.697	0.002
8	0.474	0.000	0.000	4.957	88.878	86.697	4.960
9	0.462	0.000	0.000	0.000	88.878	86.697	4.960
10	0.399	0.000	0.000	0.006	88.878	86.697	4.966
11	0.388	0.000	0.000	0.001	88.878	86.697	4.966
12	0.383	0.000	0.000	0.002	88.878	86.697	4.968
13	0.323	0.001	0.779	0.000	88.879	87.476	4.968
14	0.322	0.000	0.000	0.000	88.879	87.476	4.968
15	0.317	0.000	0.000	0.000	88.879	87.476	4.968
16	0.291	0.000	0.000	23.218	88.879	87.476	28.187
17	0.289	0.000	0.000	16.252	88.879	87.476	44.438
18	0.288	0.000	0.001	3.882	88.879	87.477	48.321
19	0.246	0.000	0.000	0.023	88.879	87.477	48.344
20	0.222	0.000	0.000	0.000	88.879	87.477	48.344
21	0.183	4.096	0.275	0.003	92.975	87.752	48.347
22	0.181	4.523	0.305	0.003	97.498	88.057	48.349
23	0.172	0.000	0.000	0.000	97.498	88.057	48.349
24	0.152	0.000	0.000	0.000	97.498	88.057	48.349
25	0.148	0.000	0.000	0.000	97.498	88.057	48.349
26	0.143	0.000	0.000	0.000	97.498	88.057	48.349
27	0.141	0.027	0.338	0.000	97.524	88.396	48.349
28	0.130	0.058	0.832	0.000	97.582	89.227	48.349
29	0.129	0.597	8.483	0.000	98.178	97.711	48.349
30	0.128	0.012	0.001	0.000	98.190	97.712	48.350
31	0.127	0.004	0.000	0.000	98.195	97.712	48.350
32	0.107	0.000	0.000	0.107	98.195	97.712	48.457
33	0.103	0.000	0.000	3.908	98.195	97.712	52.365
34	0.101	0.000	0.000	0.000	98.195	97.712	52.366
35	0.077	0.003	0.050	0.025	98.197	97.763	52.391
36	0.076	0.035	0.635	3.238	98.233	98.398	55.629
37	0.075	0.004	0.054	3.050	98.236	98.452	58.678
38	0.074	0.004	0.062	16.844	98.240	98.513	75.522
39	0.070	0.000	0.002	9.553	98.240	98.515	85.075
40	0.069	0.000	0.002	9.700	98.240	98.517	94.775
41	0.058	0.030	0.002	0.000	98.270	98.519	94.775
42	0.053	0.004	0.073	0.000	98.274	98.592	94.775
43	0.050	0.000	0.000	0.033	98.274	98.593	94.807
44	0.041	0.000	0.000	0.471	98.274	98.593	95.278
45	0.022	0.000	0.001	1.920	98.274	98.594	97.198
46	0.019	0.006	0.140	0.062	98.280	98.733	97.260
47	0.017	0.850	0.049	0.004	99.129	98.783	97.264
48	0.011	0.031	0.830	0.014	99.160	99.613	97.278
49	0.010	0.459	0.010	0.010	99.619	99.622	97.287
50	0.002	0.000	0.001	0.133	99.619	99.623	97.420

4.3 모드형상(Mode Shape)

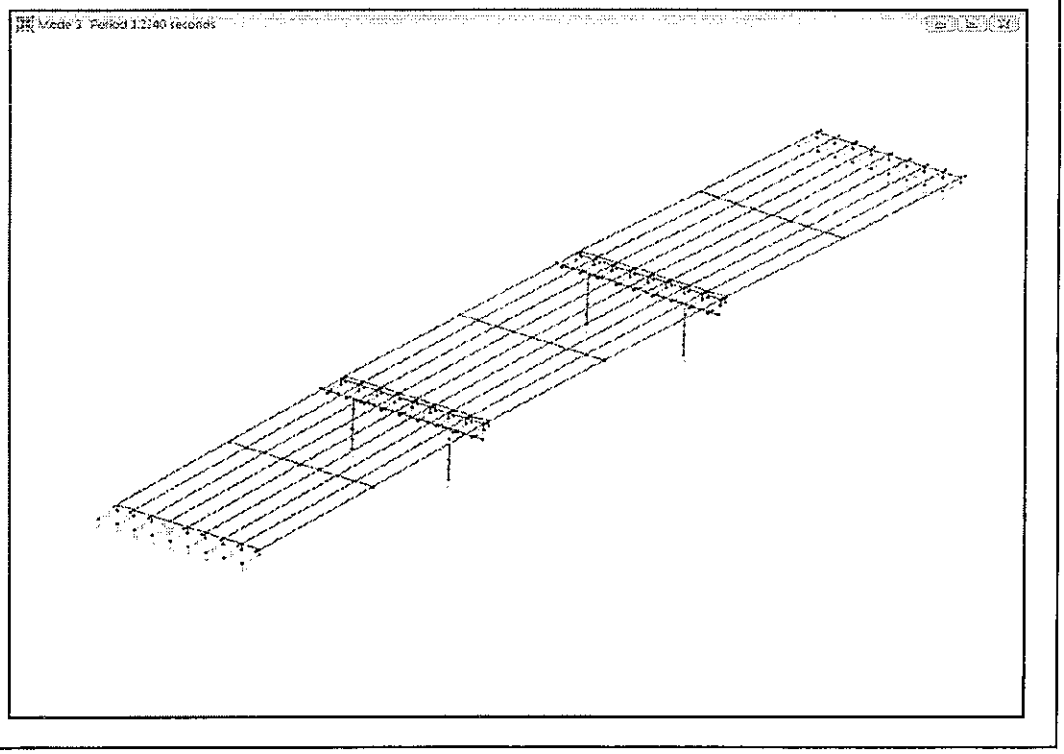
■ Mode 1 T = 1.3572 sec



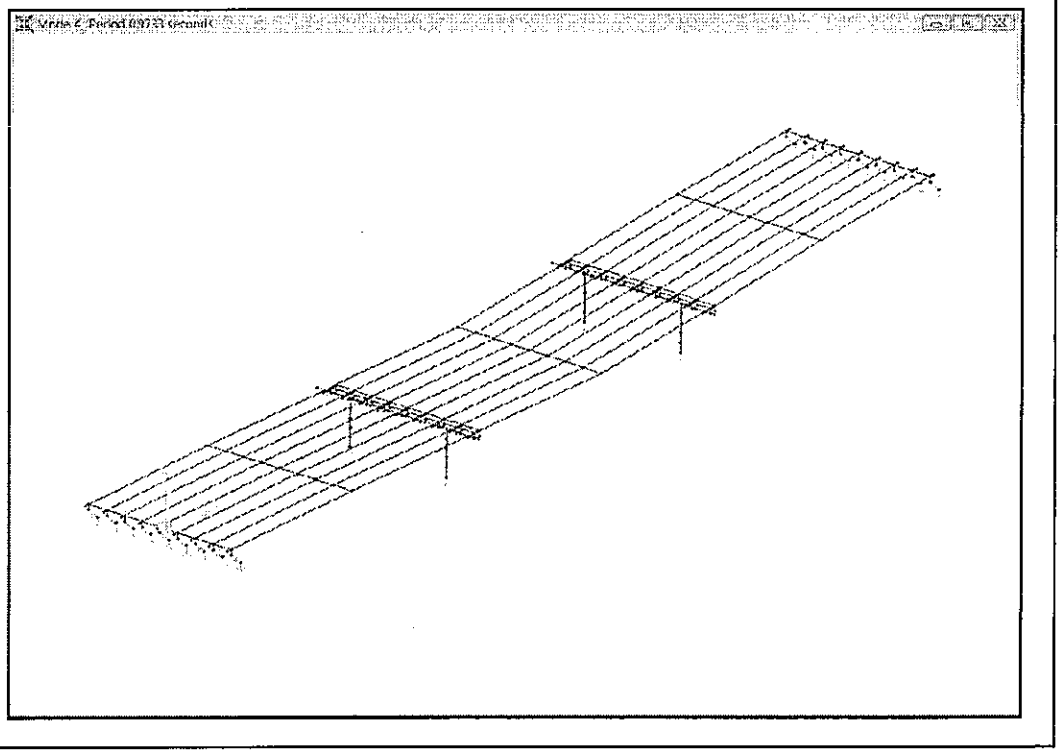
■ Mode 2 T = 1.2938 sec



■ Mode 3 T = 1.2340 sec



■ Mode 4 T = 0.9733 sec



5. 내진해석결과

◎ 다중모드해석

하중경우 1 : 1.0 × (종방향축의 해석) + 0.3 × (횡방향축의 해석)

하중경우 2 : 1.0 × (횡방향축의 해석) + 0.3 × (종방향축의 해석)

1) 발침부재력 (kN)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량		
	1	163.96	80.76	60.57	217.47	2000	M	311	O.K.	
	2	163.89	80.78	60.23	217.47	2000	M	311	O.K.	
	3	163.84	80.83	60.17	217.55	2000	M	311	O.K.	
	4	163.79	80.87	60.15	217.59	2000	M	311	O.K.	
A1	5	163.73	80.90	60.13	217.60	2000	G	311	O.K.	
	6	163.64	80.93	60.10	217.60	2000	M	311	O.K.	
	7	163.53	80.95	60.06	217.58	2000	M	311	O.K.	
	8	163.42	80.93	59.98	217.44	2000	M	311	O.K.	
	9	163.34	80.81	59.73	217.07	2000	M	311	O.K.	
	10	278.62	80.75	102.97	218.44	2000	M	311	O.K.	
	11	278.18	80.90	102.30	218.74	2000	M	311	O.K.	
	12	277.15	81.18	101.85	219.39	2000	M	311	O.K.	
	13	275.97	81.47	101.38	219.98	2000	M	311	O.K.	
P1L	14	275.39	81.62	101.15	220.20	2000	G	311	O.K.	
	15	275.65	81.55	101.26	219.92	2000	M	311	O.K.	
	16	276.56	81.29	101.61	219.22	2000	M	311	O.K.	
	17	277.33	81.00	101.88	218.45	2000	M	311	O.K.	
	18	277.39	80.74	101.49	217.72	2000	M	311	O.K.	
	19	278.73	79.56	103.25	215.09	2000	G	311	O.K.	
	20	278.28	79.76	102.52	215.52	2000	G	311	O.K.	
	21	277.23	80.06	102.03	216.17	2000	G	311	O.K.	
	22	276.03	80.35	101.52	216.79	2000	G	311	O.K.	
P1R	23	275.44	80.48	101.27	217.07	2000	F	311	O.K.	
	24	275.69	80.39	101.35	216.84	2000	G	311	O.K.	
	25	276.59	80.13	101.69	216.16	2000	G	311	O.K.	
	26	277.34	79.83	101.92	215.28	2000	G	311	O.K.	
	27	277.41	79.52	101.92	214.36	2000	G	311	O.K.	
	28	278.44	82.32	102.11	214.97	2000	M	311	O.K.	
	29	278.11	82.72	102.41	215.84	2000	M	311	O.K.	
	30	277.10	83.14	102.01	216.70	2000	M	311	O.K.	
	31	275.90	83.54	101.49	217.42	2000	M	311	O.K.	
P2L	32	275.32	83.77	101.22	217.70	2000	G	311	O.K.	
	33	275.59	83.71	101.29	217.42	2000	M	311	O.K.	
	34	276.50	83.40	101.61	216.68	2000	M	311	O.K.	
	35	277.26	83.05	101.92	215.88	2000	M	311	O.K.	
	36	277.35	82.88	102.40	215.39	2000	M	311	O.K.	
	37	278.40	83.77	101.99	218.27	2000	M	311	O.K.	
	38	278.08	84.13	102.30	219.02	2000	M	311	O.K.	
	39	277.06	84.56	101.92	219.79	2000	M	311	O.K.	
	40	275.86	84.96	101.42	220.53	2000	M	311	O.K.	
P2R	41	275.28	85.14	101.17	220.87	2000	G	311	O.K.	
	42	275.56	85.04	101.25	220.65	2000	M	311	O.K.	
	43	276.49	84.72	101.60	219.95	2000	M	311	O.K.	
	44	277.22	84.42	101.91	219.17	2000	M	311	O.K.	
	45	277.32	84.33	102.43	218.82	2000	M	311	O.K.	
	46	164.09	86.99	61.45	218.31	2000	M	311	O.K.	
	47	164.08	87.18	61.86	218.69	2000	M	311	O.K.	
	48	164.04	87.26	61.90	218.83	2000	M	311	O.K.	
	49	164.00	87.30	61.86	218.86	2000	M	311	O.K.	
A2	50	163.93	87.33	61.81	218.86	2000	G	311	O.K.	
	51	163.84	87.36	61.75	218.85	2000	M	311	O.K.	
	52	163.73	87.39	61.69	218.82	2000	M	311	O.K.	
	53	163.63	87.39	61.70	218.73	2000	M	311	O.K.	
	54	163.60	87.43	62.15	218.74	2000	M	311	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 발침변위 (mm)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
A1	1	76.00	37.46	28.07	100.87	2000	8층	144	O.K.	
	2	75.96	37.46	27.92	100.84	2000	8층	144	O.K.	
	3	75.94	37.48	27.89	100.87	2000	8층	144	O.K.	
	4	75.92	37.50	27.88	100.88	2000	8층	144	O.K.	
	5	75.89	37.51	27.87	100.88	2000	8층	144	O.K.	
	6	75.85	37.52	27.86	100.89	2000	8층	144	O.K.	
	7	75.80	37.53	27.84	100.88	2000	8층	144	O.K.	
	8	75.75	37.53	27.80	100.83	2000	8층	144	O.K.	
	9	75.71	37.48	27.69	100.68	2000	8층	144	O.K.	
P1L	10	64.08	17.39	23.17	50.15	2000	4층	72	O.K.	
	11	63.97	17.40	22.99	50.18	2000	4층	72	O.K.	
	12	63.72	17.41	22.86	50.27	2000	4층	72	O.K.	
	13	63.44	17.38	22.72	50.33	2000	4층	72	O.K.	
	14	63.31	17.34	22.67	50.34	2000	4층	72	O.K.	
	15	63.39	17.33	22.72	50.29	2000	4층	72	O.K.	
	16	63.64	17.36	22.85	50.20	2000	4층	72	O.K.	
	17	63.87	17.41	22.96	50.11	2000	4층	72	O.K.	
	18	63.90	17.42	22.87	49.99	2000	4층	72	O.K.	
P1R	19	64.11	17.12	23.24	49.37	2000	4층	72	O.K.	
	20	63.99	17.13	23.05	49.43	2000	4층	72	O.K.	
	21	63.74	17.10	22.91	49.50	2000	4층	72	O.K.	
	22	63.45	17.09	22.76	49.58	2000	4층	72	O.K.	
	23	63.32	17.12	22.70	49.63	2000	4층	72	O.K.	
	24	63.40	17.18	22.74	49.62	2000	4층	72	O.K.	
	25	63.65	17.24	22.87	49.53	2000	4층	72	O.K.	
	26	63.87	17.25	22.97	49.40	2000	4층	72	O.K.	
	27	63.91	17.21	22.88	49.24	2000	4층	72	O.K.	
P2L	28	64.07	17.69	22.97	49.34	2000	4층	72	O.K.	
	29	63.99	17.76	23.05	49.50	2000	4층	72	O.K.	
	30	63.74	17.79	22.93	49.63	2000	4층	72	O.K.	
	31	63.44	17.77	22.78	49.72	2000	4층	72	O.K.	
	32	63.31	17.74	22.70	49.74	2000	4층	72	O.K.	
	33	63.39	17.73	22.74	49.69	2000	4층	72	O.K.	
	34	63.64	17.76	22.86	49.60	2000	4층	72	O.K.	
	35	63.85	17.81	22.97	49.50	2000	4층	72	O.K.	
	36	63.90	17.83	23.13	49.44	2000	4층	72	O.K.	
P2R	37	64.07	17.97	22.94	50.09	2000	4층	72	O.K.	
	38	63.99	18.00	23.02	50.21	2000	4층	72	O.K.	
	39	63.73	17.99	22.91	50.31	2000	4층	72	O.K.	
	40	63.44	18.00	22.76	50.41	2000	4층	72	O.K.	
	41	63.30	18.04	22.69	50.47	2000	4층	72	O.K.	
	42	63.39	18.10	22.73	50.46	2000	4층	72	O.K.	
	43	63.64	18.15	22.85	50.38	2000	4층	72	O.K.	
	44	63.84	18.16	22.97	50.28	2000	4층	72	O.K.	
	45	63.90	18.17	23.14	50.24	2000	4층	72	O.K.	
A2	46	76.06	40.35	28.48	101.26	2000	8층	144	O.K.	
	47	76.06	40.43	28.67	101.41	2000	8층	144	O.K.	
	48	76.04	40.46	28.69	101.46	2000	8층	144	O.K.	
	49	76.02	40.48	28.68	101.47	2000	8층	144	O.K.	
	50	75.99	40.49	28.65	101.47	2000	8층	144	O.K.	
	51	75.94	40.51	28.63	101.46	2000	8층	144	O.K.	
	52	75.89	40.52	28.60	101.45	2000	8층	144	O.K.	
	53	75.85	40.53	28.61	101.43	2000	8층	144	O.K.	
	54	75.83	40.56	28.81	101.46	2000	8층	144	O.K.	

3) 기둥에 작용하는 탄성지진력

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN-		전단력 (KN)	모멘트 (KN-	
P1L	상단	A	COM1	2669.76	978.41	0.01	886.28	2991.90	0.00
		A	COM2	1065.35	1473.77	0.01	2144.90	4797.90	0.01
	하단	B	COM1	2709.34	19566.92		929.15	5455.25	
		B	COM2	1103.21	8180.08		2194.59	11272.51	
P1R	상단	C	COM1	2610.83	1110.05	0.01	839.60	2792.95	0.00
		C	COM2	1027.09	1464.67	0.01	2063.80	4462.67	0.01
	하단	D	COM1	2644.80	19291.75		878.88	5326.86	
		D	COM2	1059.89	7992.44		2112.50	11033.63	
P2L	상단	E	COM1	2650.00	1041.79	0.01	887.03	2945.38	0.00
		E	COM2	1049.23	1477.39	0.01	2123.33	4646.57	0.01
	하단	F	COM1	2688.06	19497.52		926.50	5393.72	
		F	COM2	1085.83	8102.74		2170.56	11228.55	
P2R	상단	G	COM1	2614.86	1106.44	0.01	859.18	2874.32	0.00
		G	COM2	1029.34	1458.89	0.01	2069.84	4434.27	0.01
	하단	H	COM1	2649.12	19327.07		896.38	5282.71	
		H	COM2	1062.15	8024.33		2116.55	11066.95	

6. 상부구조의 여유간격 검토

지진시에 상부구조와 교대 혹은 인접하는 상부구조간의 충돌에 의한 주요 구조부재의 손상을 방지하고, 설계시 고려된 내진성능이 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위하여 상부구조의 단부에는 여유간격을 설치하여야 한다. 상부구조의 여유간격은 다음식에 의한 값보다 작아서는 안된다.

$$\Delta l i = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

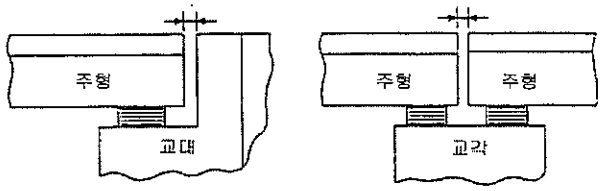
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의 한 이동량 (mm)
Δlc : 콘크리트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

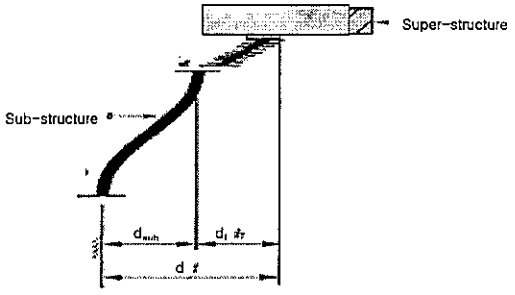
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)		상부변위	온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	받침변위 (di)	교각변위 (dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	76.00	0.00	76.00	18.00	83.20	130	O.K
A2	76.06	0.00	76.06	36.00	90.46	170	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)