관 리 번 호

사 본 번 호

고속도로 제32호선
옥산~오창 고속도로 민간투자사업
구 조 계 산 서 (IX)
(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 XIII 권 -

22. 부대공

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

15. 복현2교

상부 구조

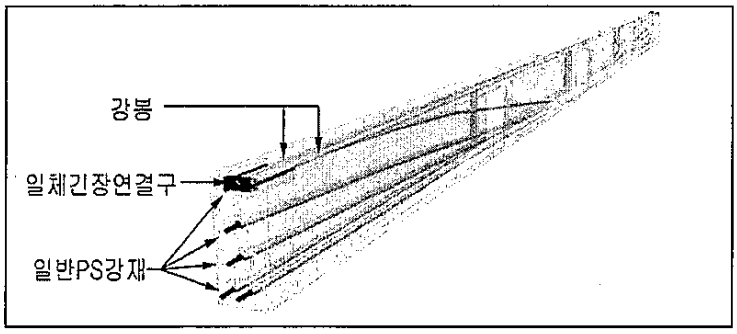
1. 설 계 개 요

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

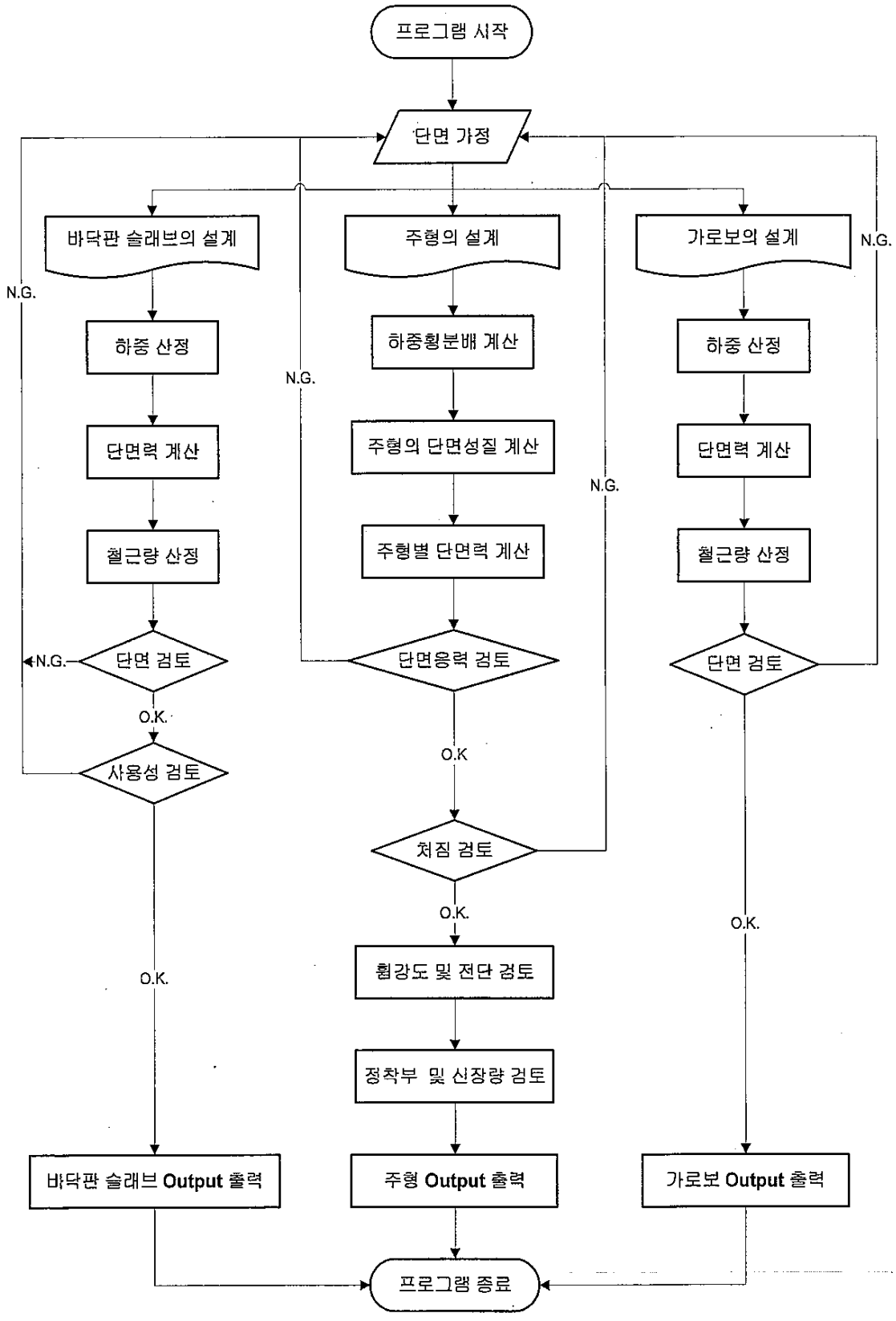
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2003.
- 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 : 복현2교
- 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 : 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 + 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

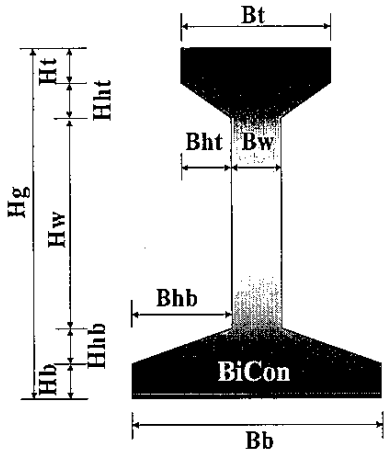
L / 800 = 0.0488 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

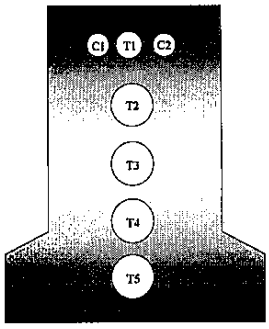
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

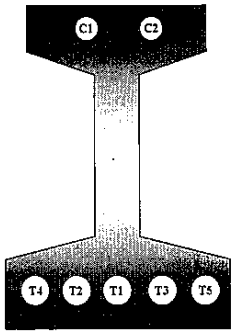
(4) 단부블록크기 : 600 mm

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		-555kN	-555kN	1110kN	3750kN	3750kN	3750kN	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.

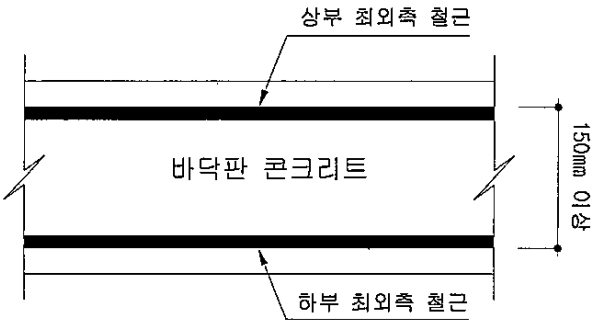
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 1.950 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 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- O.K

(7) 유효지간이 표준차선폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

1.950 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

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

1.485 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

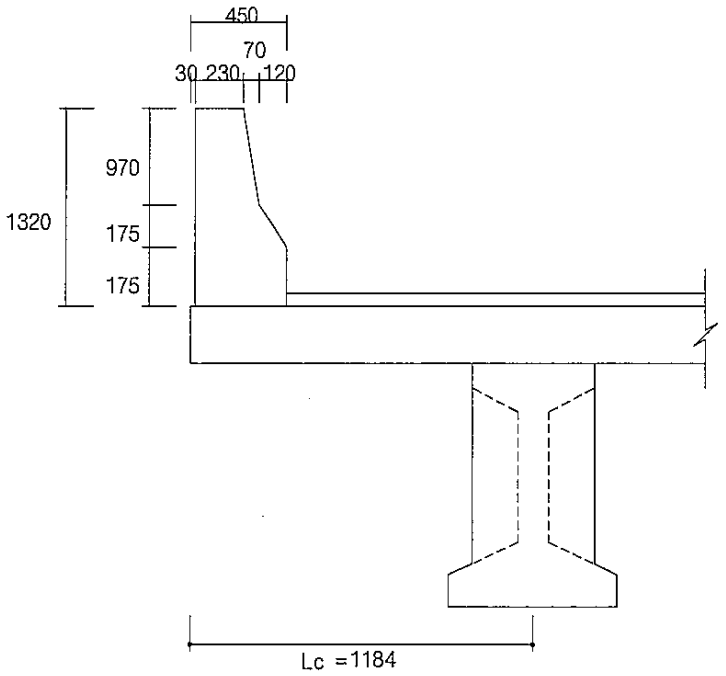
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

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 = 0.034 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 189.52 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	0.394	25.000	9.850	0.599	5.900
바닥판	0.188	25.000	4.700	0.392	1.842
포 장	0.017	23.500	0.392	0.167	0.066
방음판			0.000	0.639	0.000
합 계			14.942		7.808

(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 = 1.167 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 / 1.167) · 0.034 ·(1 + 0.300) = 3.635 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	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 =1060m이며 중심각이 2.193° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	7.808	
2	활하중	Ml	3.635	
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	17.966	11.443	
Case 2	14.295	10.996	
Case 3	16.807	14.413	
Case 4	14.876	11.443	
Case 5	16.160	14.413	
Case 6	45.209	34.776	
Case 7	41.195	34.329	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	45.209	
사 용 하 중	34.776	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 45209276.7 (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 = 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 - 45209276.7 = 0 에서

As(req) = 767.211 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0043

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 767.211

② As(min) = 630.000 ∴ As = 767.211 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1022.948

(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 = 45.209 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 = 0.784 × 1000 / 10 = 78.4 mm

Tcan (240mm) > Tmin (78.4mm) ---------- 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 = 34.776 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 132.662 MPa

Fsmax (=132.662 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 / 132.66) - 2.5 × 52.00 = 463.614 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 132.66) = 474.891 mm

Sa는 작은 값인 463.614 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 463.614 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 3.635 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 13.868 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 = 514.031 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) = 514.031 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 514.031 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	7.808	
2	활하중	Ml	3.635	
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			25.782	
Case 2	1.3		1.3		40.483	
Case 3	1.3	2.6		0.65	21.533	
Case 4	1.3	2.6	1.3		49.935	
Case 5	1.2		1.2	1.2	40.933	
적 용					49.935	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 49935253.4 (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 = 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 - 49935253.4 = 0 에서

As(req) = 850.998 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0047

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 850.998

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1134.664

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1534.422

∴ As = 1534.422 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

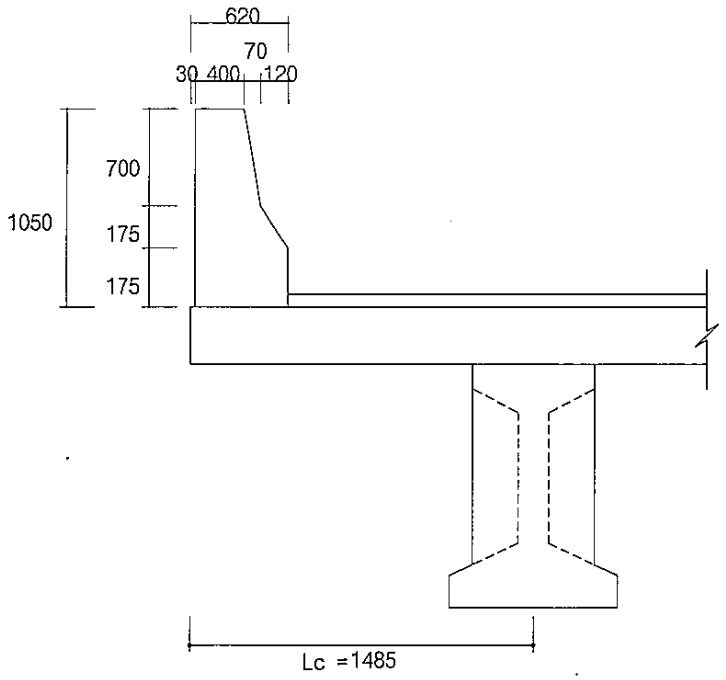
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 109.857 kN · m > Mu = 49.935 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 = 0.165 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 226.20 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 226.200 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	0.501	25.000	12.525	0.812	10.170
바닥판	0.260	25.000	6.500	0.543	3.526
포 장	0.023	23.500	0.546	0.233	0.127
방음판			4.000	0.855	3.420
합 계			23.571		17.243

(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 = 1.272 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 / 1.272) · 0.165 ·(1 + 0.300) = 16.189 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	11.363
활하중 비재하시	0.0030	2670	40.451

(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 =1060m이며 중심각이 2.193° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	17.243	
2	활하중	Ml	16.189	
3	풍하중	Mw	11.363	활하중 재하시
			40.451	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	57.222	33.432	
Case 2	75.002	57.694	
Case 3	50.847	44.794	
Case 4	43.461	33.432	
Case 5	48.891	44.794	
Case 6	73.794	56.765	
Case 7	97.232	81.027	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	97.232	
사 용 하 중	81.027	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 97231800.0 (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 = 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 (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 97231800.0 = 0 에서

As(req) = 1734.393 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0096

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1734.393

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1734.393 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2312.524

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 200 = 993.000

② H 19 @ 200 = 1432.500

∑ = 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 = 97.232 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 = 1.085 × 1000 / 10 = 108.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (108.5mm) ---------- 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 = 81.027 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01348

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.369

j = 1 - (k / 3) = 0.877

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 211.54 MPa

Fsmax (=211.54 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 19 / 2 = 50.50 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 211.54) - 2.5 × 50.50 = 246.020 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 211.54) = 297.816 mm

Sa는 작은 값인 246.020 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 246.02 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 16.189 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 42.265 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 = 1162.043 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) = 1162.043 mm^2

H 22 @ 250 = 1548.400 mm^2 > 1162.043 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	17.243	
2	활하중	Ml	16.189	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	11.363	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			92.027	
Case 2	1.3		1.3		52.749	
Case 3	1.3	2.6		0.65	71.892	
Case 4	1.3	2.6	1.3		94.839	
Case 5	1.2		1.2	1.2	62.326	
적 용					94.839	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 94839366.0 (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 = 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 × (180.000 - 57.348) / 57.348

= 0.0064

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 - 94839366.0 = 0 에서

As(req) = 1687.539 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0094

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1687.539

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2250.052

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 3468.786

∴ As = 3468.786 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

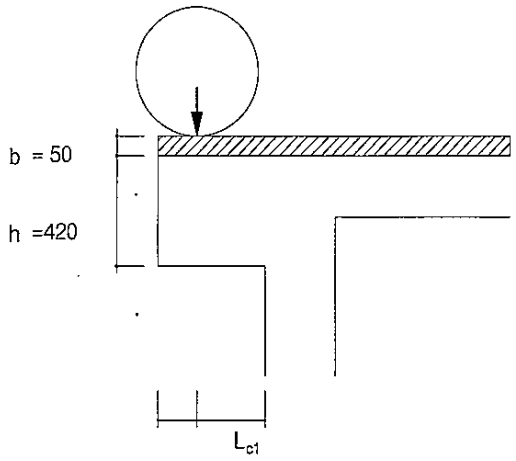
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 192.506 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 67.468 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 192.506 kN · m > Mu = 94.839 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 = 0.420 + 0.050 = 0.470 m

L_c = 0.1 + 0.543 = 0.643 m

Wd = 0.470 x 25 = 11.750 kN/m^2

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 2.429 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.026 ≤ 0.300 ∴ i = 0.026

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.543 + 0.98 = 1.170 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 57.918 kN · m

(3) 하중조합

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

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 127.680 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 127680395.3 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 420.00 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 228.00 (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 = 1940.400 × 400.000 = 776160.000

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

T = C 이므로, a = 33.820 mm , c = 33.820 / β1

= 33.820 / 0.85 = 28.747 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (228.000 - 28.747) / 28.747

= 0.0208

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 + 77520 As - 127680395.3 = 0 에서

As(req) = 1766.312 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0077

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1766.312

② As(min) = 798.000 ∴ As = 1766.312 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2355.083

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 19 @ 250 = 1146.000

Σ = 1940.400 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

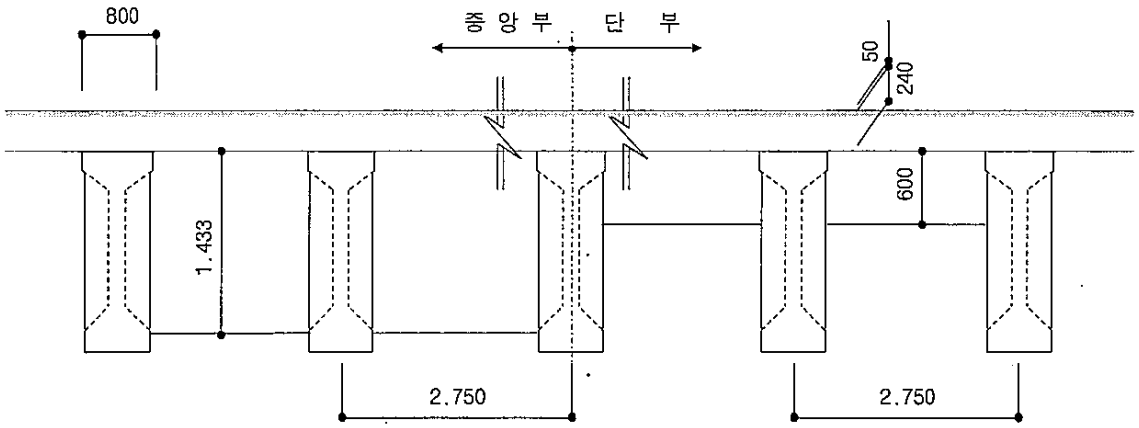
(4) 설계휨강도

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 139.264 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 33.820 mm

∴ φf · Mn = 139.264 kN · m > Mu = 127.680 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보재원

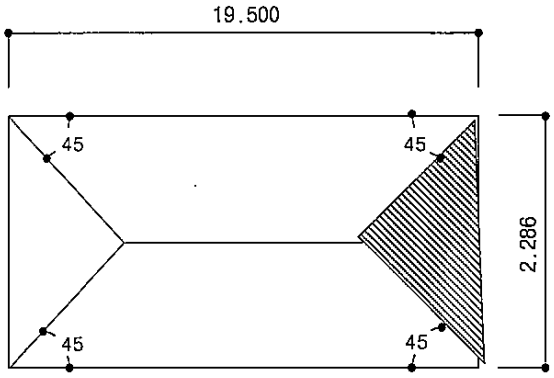
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

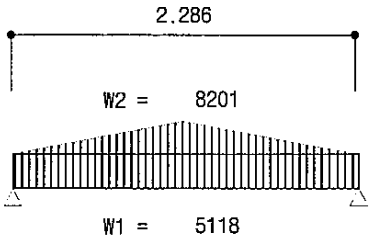
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 121.5 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (121.5) = 2.286 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (121.5) = 0.341 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (121.5) × 0.600 × 2500 × 10 = 5118 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.143 × 2500 + 0.050 × 1.143 × 2350) × 10 = 8201 N/m

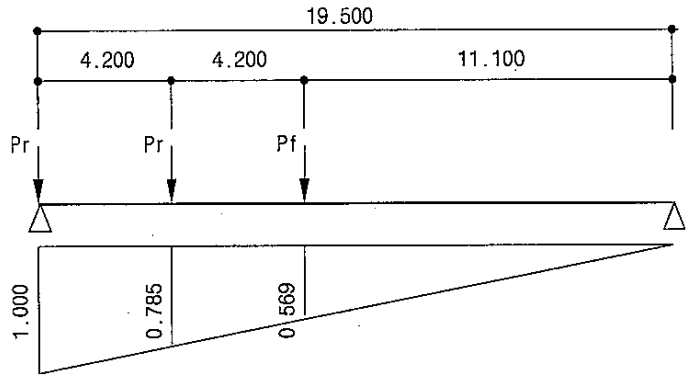
작용 단면력

Rad = 5118 × 2.286 × 1/2 + (2.286 × 8201 × 1/2) × 1/2 = 10536 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5118 \times 2.286^2}{8} + \frac{8201 \times 2.286^2}{12} = 6914 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



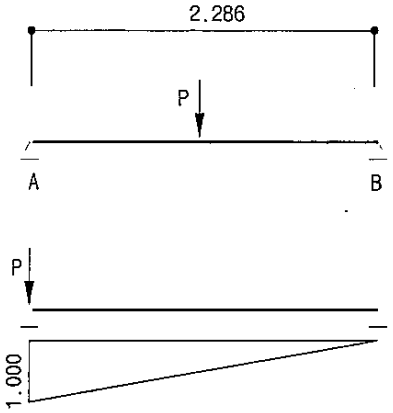
Pf = 18.0 kN

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



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{173.715 \times 2.286}{4}$$

$$= 99.272 \ kN \cdot m$$

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

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

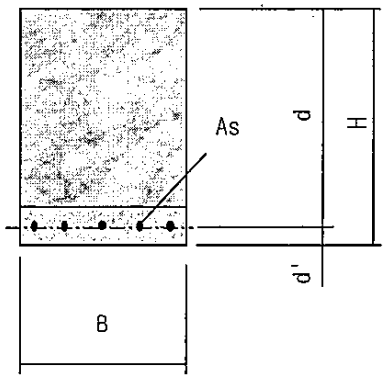
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	6.914	99.272
Vu	kN	10.536	173.715

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 6.914 + 2.150 \times 99.272 = 222.423 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 10.536 + 2.150 \times 173.715 = 387.184 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 222.423 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

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

$=$ 222423000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,161.4 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,548.5 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟

D 25 × 0 EA = 0.0 ㎟

= 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 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 = 222.423 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.286 ÷ 0.770 = 2.969 < 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 = 387.184 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 = 387.184 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)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.969}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.969}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026\ kN$$

- 공칭전단강도

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

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

$\therefore \Phi \cdot Vn = 853.555 > Vu = 387.184\ kN$ O.K.

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

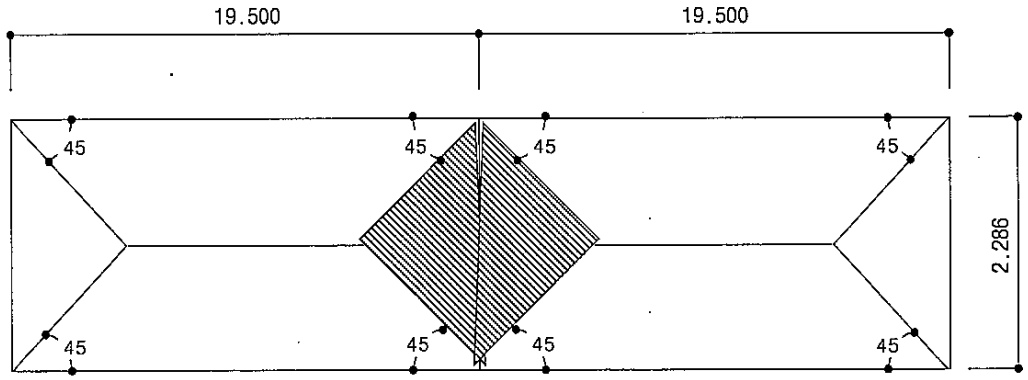
빔 높 이 : 1.433 m　　주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 121.5 °　　가로보 사지간 : 1.950 ÷ SIN (121.5) = 2.286 m

2)작용하중

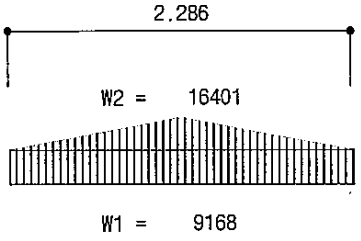
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (121.5) = 0.256 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (121.5) × 1.433 × 2500 × 10 = 9168 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.286 × 2500 + 0.050 × 2.286 × 2350) × 10 = 16401 N/m



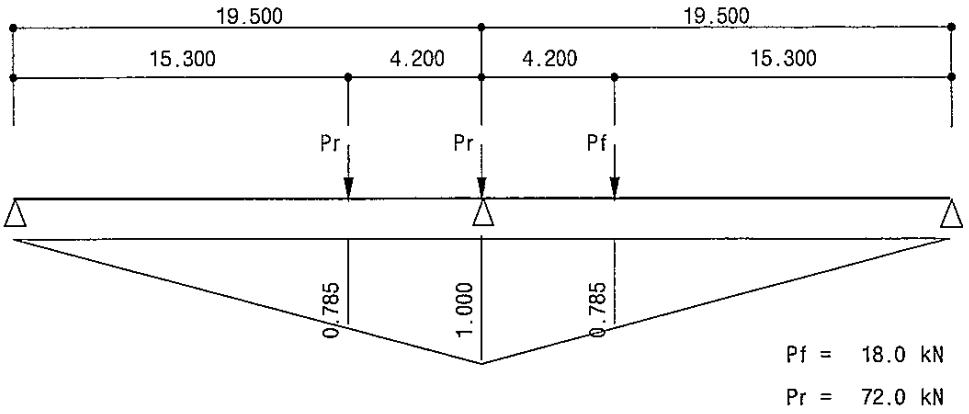
작용 단면력

Rad = 9168 × 2.286 × 1/2 + (2.286 × 16401 × 1/2) × 1/2 = 19851 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{9168 \times 2.286^2}{8} + \frac{16401 \times 2.286^2}{12} = 13130 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

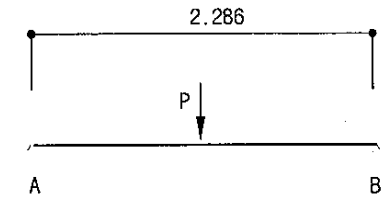
ⓐ DB-24 하중



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

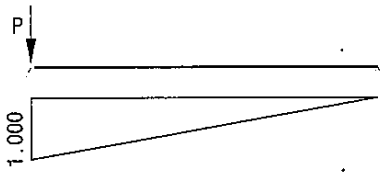
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.785) + 18.0 \times 0.785 \} \times 1.252 = 178.612\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{178.612 \times 2.286}{4}$$

$$= 102.071 \ kN \cdot m$$



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

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

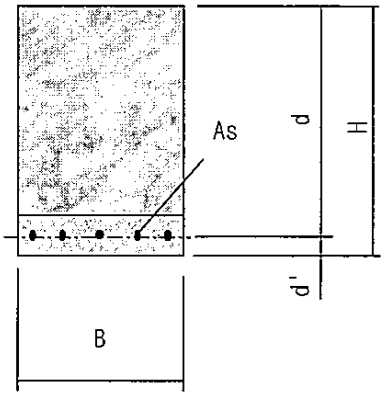
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	13.130	102.071
Vu	kN	19.851	178.612

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 13.130 + 2.150 \times 102.071 = 236.522 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 19.851 + 2.150 \times 178.612 = 409.822 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 236.522 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

= 236522000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 583.2 ㎟ 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 = 777.7 ㎟ 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) = 0.00211 < 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 = 236.522 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.286 ÷ 1.603 = 1.426 < 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 = 409.822 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 = 409.822 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)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.426}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.426}{12} \right) \right] \times 300 \times 1603.0$$

= 764.054 kN

- 공칭전단강도

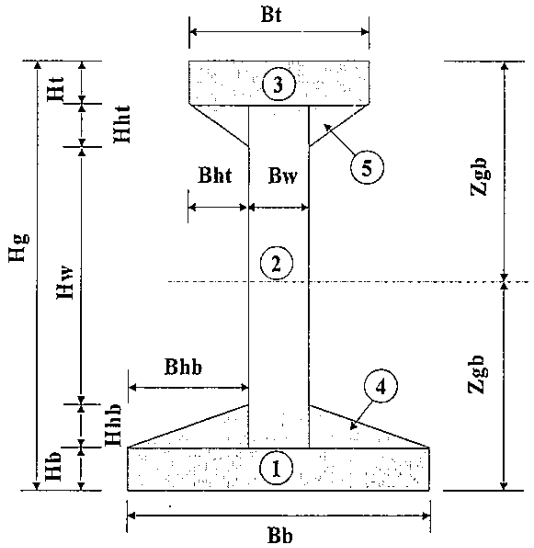
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 333.177 + 764.054 = 1097.231 kN < 1332.709 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1097.231 > Vu = 409.822 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

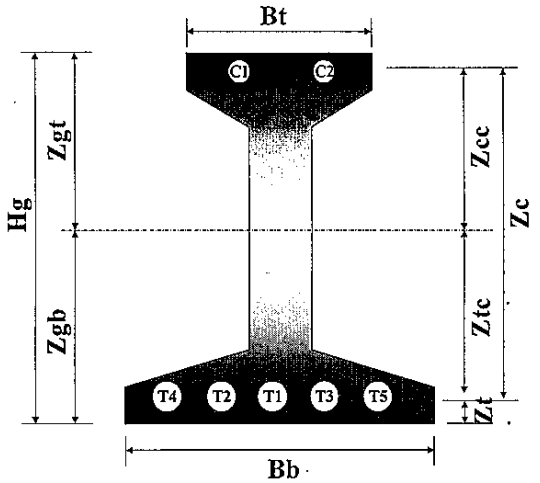


< 단위 : m >

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

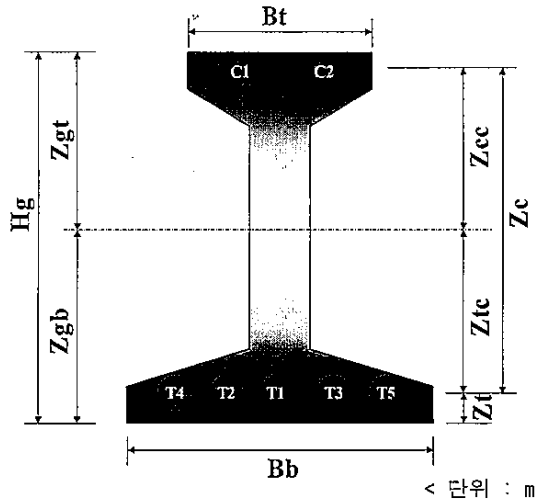
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000094 m^4

▷ 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(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

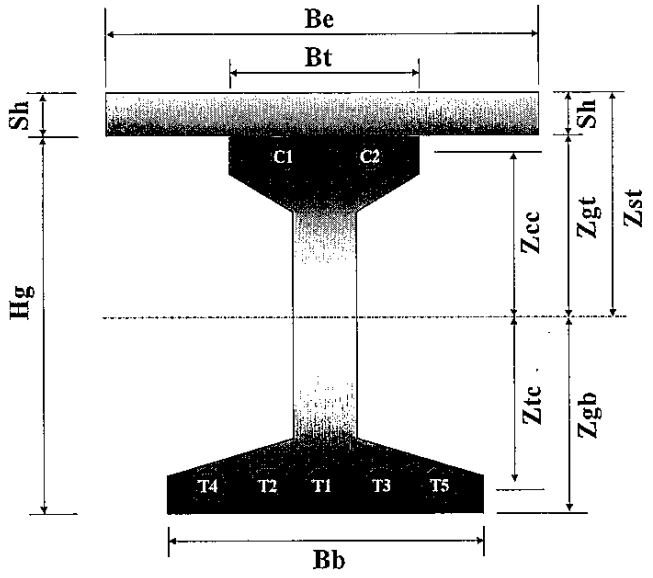
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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 = 1.190 m

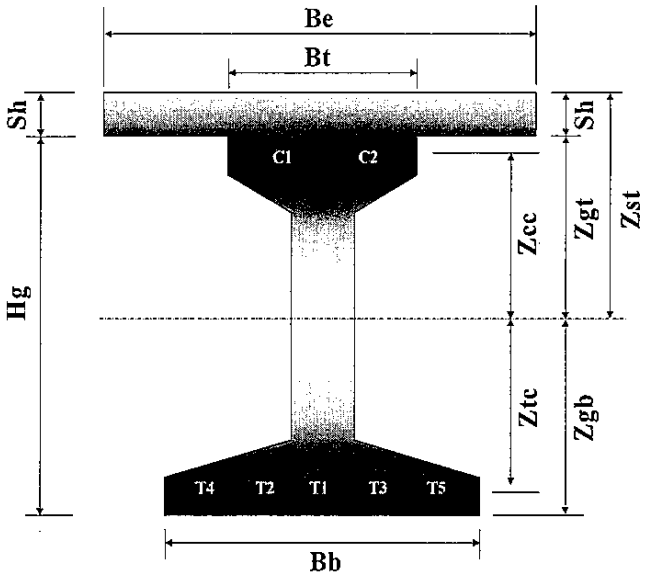
거더 경간의 1/12 + b1	=	4.440	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.630	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.465	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.465	m

< 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	0.53244	1.920	1.02228	1.96279	0.002556
Σ		1.44461	1.176	1.69824	2.46370	0.370820

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.175571 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.624429 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.499429 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.034165 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.864429 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb' 0.838116 m^4

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

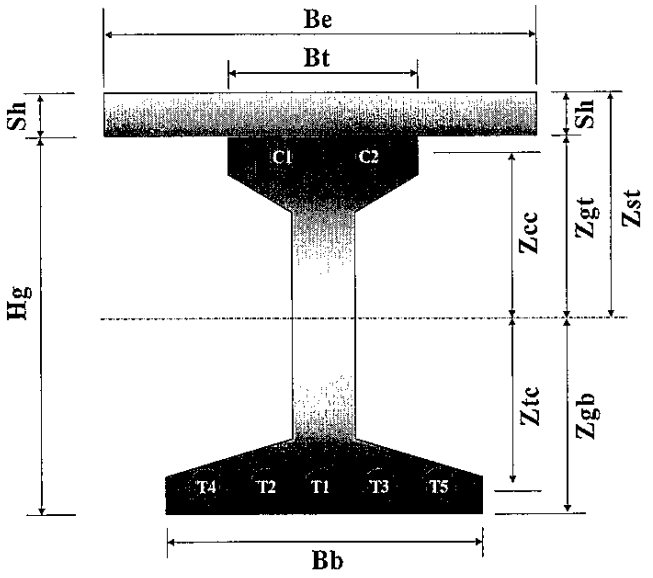
거더 경간의 1/4	=	9.75	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.91217	0.741	0.67595	0.50091	0.368264
바닥판	0.900	0.59400	1.920	1.14048	2.18972	0.002851
Σ		1.50617	1.206	1.81643	2.69063	0.371116

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.205998 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.594002 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.469002 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.064591 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.834002 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = Σlo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.871132 m^4

*5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.480 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	4.730	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.920	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.755	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.755	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	0.59508	1.920	1.14255	2.19370	0.002856
Σ		1.50725	1.207	1.81851	2.69461	0.371121

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.206509 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.593491 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.468491 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.065103 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.833491 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 0.871688 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	1.44461	0.838116	0.864	0.624	-1.176	0.499	-1.034

5.5.2 G2~G8 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	1.50617	0.871132	0.834	0.594	-1.206	0.469	-1.065

5.5.3 G9 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	1.50725	0.871688	0.833	0.593	-1.207	0.468	-1.065

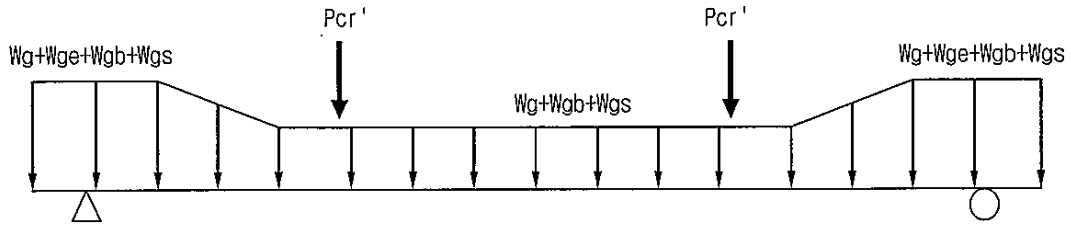
6. 설 계 하 중

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 × 2.465 × 25000 = 14790 N/m

(2) G2~G8 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(3) G9 거더 : 0.240 × 2.755 × 25000 = 16530 N/m

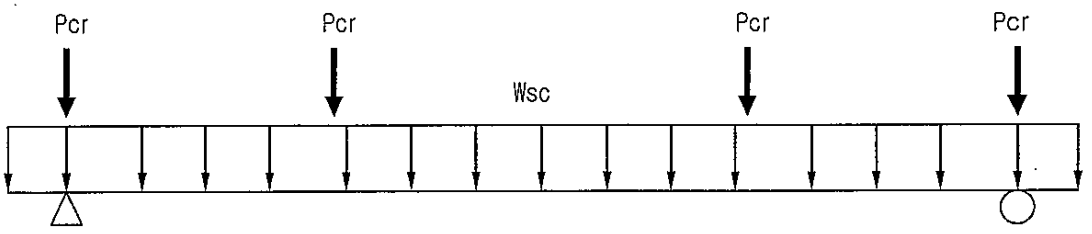
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.38 × 25000 = 14781 N

(2) G2~G8 거더 : 0.300 × 1.433 × 2.75 × 25000 = 29563 N

(3) G9 거더 : 0.300 × 1.433 × 1.38 × 25000 = 14781 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.322 × 25000 = 8050 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.501 × 25000 = 12513 N/m

(3) 중앙부 하중

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

(4) 기타 하중

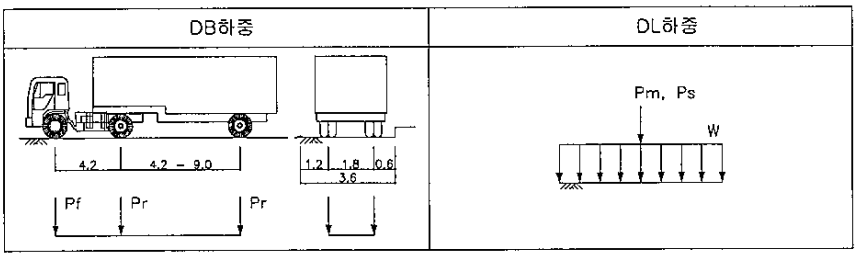
	위치	하중크기
1) 방음벽(우)	24.240m	4000N/m
2) 중분대	12.150m	10540N/m
3) 내측풍하중1	22.265m	-6075N/m
4) 내측풍하중2	26.215m	6075N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 6 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)	0.868122	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.024338	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 = 39.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 9472.931

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.314$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 113.788

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.147$

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 : $\dfrac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, B_b : 저항폭의 $\dfrac{1}{2}$ (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 $\pm$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 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

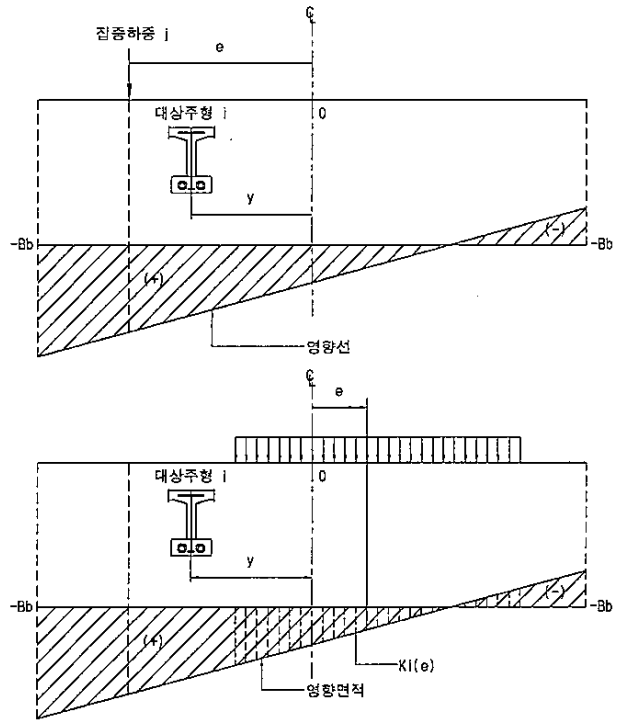
· 매트릭스 $[E]$에서 $\pm$의 부호는, $y<e$일 때 $-$를, $y\geq e$일 때 $-$를 취한다.

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	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.145	8.395	5.645	2.895	0.145	-2.605	-5.355	-8.105	-10.855	(Σ)
-1.00×Bb	-12.235	0.006	0.003	-0.003	-0.015	-0.031	-0.031	0.040	0.275	0.756	1.000
-0.75×Bb	-9.176	0.002	-0.002	-0.005	-0.003	0.015	0.069	0.181	0.332	0.409	1.000
-0.50×Bb	-6.117	-0.003	-0.004	0.001	0.025	0.085	0.191	0.297	0.264	0.144	1.000
-0.25×Bb	-3.059	-0.011	0.001	0.030	0.094	0.200	0.295	0.243	0.126	0.022	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.015	0.032	0.106	0.214	0.295	0.226	0.116	0.038	-0.011	1.000
0.25×Bb	3.059	0.012	0.114	0.231	0.299	0.213	0.103	0.034	0.003	-0.010	1.000
0.50×Bb	6.117	0.130	0.251	0.300	0.202	0.094	0.029	0.002	-0.004	-0.003	1.000
0.75×Bb	9.176	0.394	0.332	0.187	0.075	0.018	-0.002	-0.005	-0.002	0.002	1.000
1.00×Bb	12.235	0.735	0.280	0.050	-0.025	-0.029	-0.015	-0.003	0.002	0.005	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.145	8.395	5.645	2.895	0.145	-2.605	-5.355	-8.105	-10.855	(Σ)
방호벽(좌)	12.045	0.715	0.284	0.058	-0.019	-0.027	-0.014	-0.004	0.002	0.005	1.000
방호벽(우)	-11.962	0.006	0.003	-0.003	-0.014	-0.027	-0.022	0.053	0.280	0.725	1.000
콘크리트포장	0.085	2.284	2.533	2.681	2.749	2.772	2.766	2.717	2.581	2.316	23.400
방음벽(우)	-12.005	0.006	0.003	-0.003	-0.014	-0.028	-0.024	0.051	0.279	0.730	1.000
중분대	0.085	-0.015	0.033	0.109	0.217	0.296	0.222	0.113	0.036	-0.011	1.000
내측풍하중1	-10.030	0.003	0.000	-0.004	-0.007	0.001	0.040	0.141	0.320	0.506	1.000
내측풍하중2	-13.980	0.008	0.006	-0.001	-0.022	-0.058	-0.090	-0.043	0.236	0.964	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)	11.145	8.395	5.645	2.895	0.145	-2.605	-5.355	-8.105	-10.855	(Σ)
DB1	10.285	1.040	0.632	0.273	0.074	-0.001	-0.014	-0.009	-0.001	0.006	2.000
DB2	7.285	0.439	0.589	0.528	0.303	0.123	0.030	-0.003	-0.007	-0.002	2.000
DB3	4.285	0.099	0.333	0.546	0.538	0.326	0.139	0.037	-0.002	-0.014	2.000
DB4	-1.720	-0.027	0.023	0.117	0.287	0.501	0.557	0.372	0.165	0.006	2.000
DB5	-4.720	-0.012	-0.006	0.022	0.104	0.270	0.492	0.576	0.398	0.156	2.000
DB6	-7.720	0.000	-0.006	-0.006	0.016	0.091	0.250	0.484	0.629	0.541	2.000

(2) DL하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.145	8.395	5.645	2.895	0.145	-2.605	-5.355	-8.105	-10.855	(Σ)
DL1	10.285	0.520	0.318	0.136	0.036	-0.001	-0.008	-0.004	0.000	0.003	1.000
DL2	7.285	0.213	0.301	0.269	0.151	0.060	0.013	-0.002	-0.004	-0.001	1.000
DL3	4.285	0.044	0.165	0.279	0.275	0.162	0.067	0.017	-0.002	-0.007	1.000
DL4	-1.720	-0.014	0.010	0.056	0.142	0.255	0.287	0.185	0.080	0.000	1.000
DL5	-4.720	-0.006	-0.004	0.010	0.050	0.133	0.249	0.298	0.198	0.073	1.000
DL6	-7.720	0.000	-0.003	-0.004	0.007	0.043	0.124	0.245	0.324	0.264	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	1.040	0.632	0.273	0.074	-0.001	-0.014	-0.009	-0.001	0.006	2.000
DB2	0.439	0.589	0.528	0.303	0.123	0.030	-0.003	-0.007	-0.002	2.000
DB3	0.099	0.333	0.546	0.538	0.326	0.139	0.037	-0.002	-0.014	2.000
DB4	-0.027	0.023	0.117	0.287	0.501	0.557	0.372	0.165	0.006	2.000
DB5	-0.012	-0.006	0.022	0.104	0.270	0.492	0.576	0.398	0.156	2.000
DB6	0.000	-0.006	-0.006	0.016	0.091	0.250	0.484	0.629	0.541	2.000
DB12	1.478	1.221	0.801	0.377	0.123	0.015	-0.012	-0.008	0.004	4.000
DB13	1.138	0.964	0.818	0.612	0.325	0.124	0.029	-0.003	-0.008	4.000
DB14	1.013	0.655	0.389	0.361	0.501	0.542	0.363	0.164	0.012	4.000
DB15	1.028	0.625	0.295	0.178	0.269	0.477	0.568	0.397	0.163	4.000
DB16	1.040	0.625	0.266	0.090	0.090	0.236	0.476	0.629	0.547	4.000
DB22	0.877	1.179	1.056	0.606	0.246	0.060	-0.006	-0.014	-0.003	4.000
DB24	0.411	0.612	0.645	0.590	0.625	0.587	0.369	0.157	0.004	4.000
DB25	0.426	0.583	0.550	0.407	0.393	0.522	0.573	0.391	0.155	4.000
DB26	0.439	0.583	0.522	0.319	0.214	0.280	0.481	0.622	0.540	4.000
DB34	0.071	0.356	0.662	0.825	0.827	0.696	0.409	0.162	-0.008	4.000
DB35	0.086	0.327	0.568	0.642	0.595	0.631	0.613	0.395	0.143	4.000
DB36	0.099	0.327	0.539	0.554	0.416	0.389	0.522	0.627	0.528	4.000
DB45	-0.039	0.017	0.139	0.391	0.771	1.049	0.948	0.563	0.162	4.000
DB46	-0.027	0.017	0.110	0.303	0.592	0.807	0.856	0.794	0.547	4.000
DB56	-0.012	-0.012	0.016	0.120	0.360	0.742	1.061	1.027	0.698	4.000
DB123	1.419	1.398	1.212	0.824	0.403	0.139	0.023	-0.009	-0.008	5.400
DB124	1.306	1.120	0.825	0.598	0.562	0.515	0.324	0.141	0.009	5.400
DB125	1.320	1.093	0.740	0.433	0.353	0.456	0.508	0.351	0.145	5.400
DB126	1.331	1.093	0.715	0.354	0.192	0.239	0.426	0.559	0.491	5.400
DB134	1.000	0.889	0.841	0.809	0.744	0.613	0.360	0.145	-0.001	5.400
DB135	1.014	0.862	0.756	0.644	0.535	0.554	0.544	0.355	0.134	5.400
DB136	1.025	0.862	0.731	0.565	0.374	0.337	0.462	0.564	0.480	5.400
DB145	0.900	0.584	0.370	0.419	0.694	0.931	0.845	0.506	0.152	5.400
DB146	0.912	0.583	0.345	0.340	0.532	0.713	0.763	0.714	0.498	5.400
DB156	0.925	0.557	0.260	0.175	0.324	0.655	0.947	0.924	0.633	5.400
DB234	0.459	0.851	1.071	1.015	0.855	0.653	0.365	0.140	-0.009	5.400
DB235	0.473	0.824	0.986	0.851	0.647	0.594	0.549	0.349	0.127	5.400
DB236	0.484	0.824	0.961	0.771	0.485	0.377	0.467	0.558	0.473	5.400
DB245	0.359	0.546	0.600	0.625	0.805	0.971	0.850	0.500	0.145	5.400
DB246	0.371	0.545	0.575	0.546	0.644	0.753	0.768	0.708	0.491	5.400
DB256	0.384	0.519	0.489	0.381	0.435	0.695	0.952	0.918	0.626	5.400
DB345	0.053	0.315	0.616	0.836	0.987	1.069	0.886	0.504	0.134	5.400
DB346	0.065	0.314	0.590	0.757	0.826	0.851	0.804	0.712	0.480	5.400
DB356	0.078	0.288	0.505	0.592	0.617	0.793	0.988	0.922	0.615	5.400
DB456	-0.035	0.009	0.119	0.367	0.776	1.169	1.289	1.073	0.633	5.400
DB1234	1.162	1.183	1.097	0.902	0.712	0.533	0.298	0.116	-0.003	6.000
DB1235	1.174	1.161	1.026	0.764	0.538	0.484	0.451	0.291	0.110	6.000
DB1236	1.183	1.161	1.005	0.698	0.404	0.303	0.382	0.464	0.399	6.000
DB1245	1.079	0.928	0.705	0.576	0.670	0.798	0.702	0.416	0.125	6.000
DB1246	1.089	0.928	0.683	0.510	0.536	0.617	0.633	0.590	0.414	6.000
DB1256	1.100	0.906	0.612	0.373	0.362	0.568	0.787	0.764	0.527	6.000
DB1345	0.824	0.736	0.718	0.752	0.822	0.880	0.732	0.420	0.116	6.000

DB1346	0.834	0.736	0.697	0.686	0.688	0.699	0.663	0.593	0.405	6.000
DB1356	0.845	0.714	0.626	0.549	0.514	0.650	0.817	0.768	0.518	6.000
DB1456	0.751	0.482	0.304	0.361	0.646	0.963	1.068	0.893	0.532	6.000
DB2345	0.373	0.704	0.909	0.924	0.915	0.913	0.736	0.415	0.110	6.000
DB2346	0.383	0.704	0.888	0.858	0.781	0.732	0.668	0.588	0.399	6.000
DB2356	0.394	0.682	0.817	0.721	0.607	0.683	0.821	0.763	0.512	6.000
DB2456	0.300	0.450	0.495	0.533	0.739	0.996	1.072	0.888	0.526	6.000
DB3456	0.045	0.257	0.509	0.709	0.891	1.078	1.102	0.892	0.517	6.000
DB12345	1.153	1.178	1.114	0.980	0.915	0.902	0.730	0.414	0.115	7.500
DB12346	1.163	1.178	1.092	0.914	0.780	0.721	0.661	0.588	0.403	7.500
DB12356	1.174	1.156	1.022	0.777	0.606	0.672	0.815	0.763	0.516	7.500
DB12456	1.080	0.924	0.700	0.589	0.738	0.986	1.065	0.888	0.531	7.500
DB13456	0.825	0.731	0.713	0.764	0.890	1.067	1.096	0.892	0.522	7.500
DB23456	0.374	0.700	0.905	0.936	0.983	1.101	1.100	0.887	0.516	7.500
DB123456	1.154	1.173	1.109	0.992	0.982	1.090	1.093	0.886	0.521	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.520	0.318	0.136	0.036	-0.001	-0.008	-0.004	0.000	0.003	1.000
DL2	0.213	0.301	0.269	0.151	0.060	0.013	-0.002	-0.004	-0.001	1.000
DL3	0.044	0.165	0.279	0.275	0.162	0.067	0.017	-0.002	-0.007	1.000
DL4	-0.014	0.010	0.056	0.142	0.255	0.287	0.185	0.080	0.000	1.000
DL5	-0.006	-0.004	0.010	0.050	0.133	0.249	0.298	0.198	0.073	1.000
DL6	0.000	-0.003	-0.004	0.007	0.043	0.124	0.245	0.324	0.264	1.000
DL12	0.733	0.619	0.405	0.187	0.059	0.006	-0.007	-0.004	0.002	2.000
DL13	0.564	0.483	0.415	0.311	0.161	0.059	0.012	-0.002	-0.004	2.000
DL14	0.506	0.328	0.192	0.178	0.253	0.279	0.181	0.079	0.004	2.000
DL15	0.514	0.315	0.145	0.086	0.132	0.241	0.293	0.198	0.076	2.000
DL16	0.521	0.315	0.132	0.043	0.042	0.116	0.240	0.323	0.267	2.000
DL22	0.425	0.602	0.539	0.302	0.119	0.027	-0.004	-0.008	-0.002	2.000
DL24	0.199	0.311	0.325	0.293	0.314	0.300	0.183	0.076	0.000	2.000
DL25	0.207	0.297	0.279	0.201	0.193	0.262	0.295	0.194	0.072	2.000
DL26	0.213	0.298	0.266	0.158	0.103	0.137	0.243	0.320	0.263	2.000
DL34	0.030	0.175	0.335	0.417	0.416	0.354	0.202	0.078	-0.006	2.000
DL35	0.038	0.161	0.289	0.325	0.295	0.316	0.314	0.196	0.066	2.000
DL36	0.045	0.161	0.276	0.282	0.205	0.191	0.262	0.322	0.257	2.000
DL45	-0.020	0.006	0.065	0.191	0.388	0.536	0.483	0.278	0.073	2.000
DL46	-0.014	0.007	0.052	0.149	0.298	0.410	0.430	0.403	0.264	2.000
DL56	-0.006	-0.007	0.006	0.057	0.176	0.373	0.542	0.522	0.337	2.000
DL123	0.699	0.706	0.616	0.416	0.198	0.066	0.009	-0.006	-0.004	2.700
DL124	0.647	0.566	0.415	0.296	0.282	0.263	0.161	0.068	0.002	2.700
DL125	0.654	0.554	0.373	0.213	0.172	0.229	0.262	0.174	0.068	2.700
DL126	0.660	0.555	0.361	0.174	0.092	0.117	0.214	0.288	0.240	2.700
DL134	0.495	0.444	0.424	0.408	0.374	0.312	0.178	0.070	-0.003	2.700
DL135	0.503	0.432	0.382	0.325	0.264	0.278	0.279	0.176	0.062	2.700
DL136	0.508	0.432	0.370	0.286	0.184	0.165	0.232	0.289	0.234	2.700
DL145	0.450	0.292	0.181	0.205	0.348	0.475	0.431	0.250	0.069	2.700
DL146	0.456	0.293	0.169	0.166	0.267	0.363	0.383	0.363	0.241	2.700
DL156	0.463	0.280	0.128	0.083	0.158	0.329	0.484	0.469	0.306	2.700
DL234	0.218	0.428	0.544	0.511	0.428	0.331	0.180	0.066	-0.007	2.700
DL235	0.226	0.416	0.502	0.428	0.319	0.296	0.281	0.173	0.059	2.700

DL236	0.231	0.416	0.490	0.390	0.238	0.184	0.233	0.286	0.231	2.700
DL245	0.173	0.276	0.301	0.308	0.402	0.494	0.433	0.246	0.065	2.700
DL246	0.179	0.277	0.289	0.269	0.322	0.382	0.385	0.360	0.237	2.700
DL256	0.186	0.265	0.248	0.187	0.212	0.348	0.486	0.466	0.302	2.700
DL345	0.022	0.154	0.310	0.420	0.494	0.542	0.450	0.248	0.060	2.700
DL346	0.027	0.154	0.298	0.381	0.414	0.430	0.402	0.361	0.232	2.700
DL356	0.035	0.142	0.257	0.299	0.304	0.396	0.503	0.468	0.297	2.700
DL456	-0.018	0.003	0.056	0.179	0.388	0.593	0.655	0.541	0.303	2.700
DL1234	0.572	0.596	0.555	0.453	0.356	0.270	0.147	0.055	-0.003	3.000
DL1235	0.578	0.585	0.520	0.384	0.265	0.241	0.231	0.144	0.051	3.000
DL1236	0.583	0.586	0.510	0.352	0.198	0.148	0.191	0.238	0.194	3.000
DL1245	0.535	0.469	0.353	0.284	0.335	0.406	0.357	0.205	0.057	3.000
DL1246	0.539	0.470	0.343	0.252	0.267	0.312	0.318	0.299	0.200	3.000
DL1256	0.545	0.459	0.308	0.183	0.176	0.284	0.402	0.388	0.254	3.000
DL1345	0.408	0.367	0.360	0.377	0.411	0.446	0.371	0.206	0.052	3.000
DL1346	0.413	0.367	0.350	0.345	0.344	0.352	0.332	0.301	0.195	3.000
DL1356	0.419	0.357	0.316	0.276	0.253	0.324	0.416	0.389	0.250	3.000
DL1456	0.375	0.241	0.148	0.176	0.322	0.489	0.542	0.451	0.255	3.000
DL2345	0.178	0.354	0.461	0.463	0.457	0.462	0.373	0.204	0.049	3.000
DL2346	0.182	0.354	0.451	0.431	0.390	0.368	0.334	0.298	0.192	3.000
DL2356	0.188	0.344	0.416	0.362	0.298	0.340	0.418	0.387	0.247	3.000
DL2456	0.145	0.228	0.248	0.262	0.368	0.505	0.544	0.448	0.252	3.000
DL3456	0.018	0.126	0.256	0.355	0.445	0.545	0.558	0.449	0.248	3.000
DL12345	0.568	0.593	0.562	0.490	0.456	0.456	0.370	0.204	0.051	3.750
DL12346	0.573	0.593	0.552	0.458	0.389	0.363	0.330	0.298	0.195	3.750
DL12356	0.579	0.583	0.518	0.389	0.298	0.334	0.414	0.387	0.249	3.750
DL12456	0.535	0.467	0.350	0.289	0.367	0.499	0.541	0.448	0.255	3.750
DL13456	0.409	0.365	0.358	0.382	0.444	0.539	0.555	0.449	0.250	3.750
DL23456	0.178	0.352	0.458	0.468	0.489	0.555	0.557	0.447	0.247	3.750
DL123456	0.568	0.590	0.560	0.495	0.489	0.549	0.553	0.446	0.249	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	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2954.6	3423.6	3285.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1291.6	2190.6	2659.5		
DB 활하중	3275.7	2857.6	3366.9		
DL 활하중	3052.7	2638.2	3144.6	바닥판 합성단면	
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3275.7	2857.6	3366.9		
합 계	11862.0	12811.9	13651.7		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	295.8	336.5	329.7	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	149.2	216.9	304.6		
DB 활하중	401.2	418.7	405.1		
DL 활하중	372.3	371.2	377.1	바닥판 합성단면	
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	401.2	418.7	405.1		
합 계	1321.9	1447.9	1515.2		

8.3 반력종합

8.3.1 복현2교 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		317.232	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	351.945	
합성후		152.428	121.440	99.565	95.036	95.957	92.718	111.867	155.723	324.087	-
		152.428	121.440	99.565	95.036	95.957	92.718	111.867	155.723	324.087	내측풍하중
		149.568	120.109	100.658	101.418	112.182	123.372	157.162	205.594	336.322	외측풍하중
ADD		962.862	988.161	966.286	961.757	962.678	959.439	978.588	1022.444	1169.234	-
		962.862	988.161	966.286	961.757	962.678	959.439	978.588	1022.444	1169.234	내측풍하중
		960.002	986.830	967.379	968.139	978.903	990.093	1023.883	1072.315	1181.469	외측풍하중
우측편재하	DB1	1.885	0.384	0.951	3.016	9.200	33.417	96.571	182.581	275.942	
	DB2	0.166	1.198	5.022	17.412	46.493	93.795	152.666	171.677	137.186	
	DB3	0.550	4.831	20.012	50.969	99.949	151.023	156.991	111.302	48.125	
	DB4	10.488	56.607	111.282	157.227	148.238	97.026	49.038	19.989	2.807	
	DB5	55.794	118.908	161.262	144.814	92.018	45.381	16.886	5.602	0.489	
	DB6	156.468	181.732	143.892	83.374	39.555	13.898	4.128	1.427	0.350	
	DB12	1.663	1.306	5.570	17.298	55.269	126.980	249.145	354.256	413.048	
	DB13	0.682	4.463	18.579	50.599	108.563	184.105	253.439	293.838	323.949	
	DB14	11.002	56.212	109.819	156.743	156.776	130.127	145.152	201.893	273.258	
	DB15	57.541	118.746	159.881	144.398	100.598	78.440	113.045	186.634	273.438	
	DB16	158.174	181.571	142.530	82.946	48.081	46.789	99.110	182.349	275.798	
	DB22	0.331	2.396	10.045	34.826	93.010	187.594	305.335	343.377	274.376	
	DB24	10.317	56.014	115.204	174.335	194.578	190.792	201.351	191.036	134.599	
	DB25	55.243	118.253	165.167	161.986	138.371	139.073	169.222	175.764	134.777	
	DB26	155.899	181.082	147.818	100.535	85.855	107.443	155.288	171.457	137.132	
	DB34	10.891	60.589	131.122	208.055	248.109	248.042	205.684	130.650	45.554	
	DB35	52.611	122.221	180.909	195.701	191.843	196.261	173.512	115.351	45.726	
	DB36	153.244	185.046	163.558	134.248	139.325	164.610	159.577	111.065	48.086	
	DB45	65.035	175.279	272.461	302.038	240.209	142.311	65.762	24.375	3.056	
	DB46	165.689	238.093	255.082	240.562	187.653	110.656	51.658	19.774	2.753	
	DB56	212.243	300.631	305.147	228.153	131.485	59.122	19.695	6.830	0.720	
	DB123	0.722	4.999	20.493	61.109	139.519	250.095	365.503	418.981	415.004	
	DB124	9.417	50.027	102.377	156.542	182.861	201.509	268.028	336.213	369.387	
	DB125	51.292	106.309	147.463	145.436	132.290	154.989	239.128	322.482	369.538	
	DB126	141.886	162.864	131.837	90.127	85.025	126.499	226.582	318.603	371.662	
	DB134	9.910	54.135	116.703	186.902	231.041	253.027	271.929	281.874	289.229	
	DB135	48.932	109.893	161.612	175.768	180.414	206.449	242.991	268.122	289.399	
	DB136	139.498	166.422	145.984	120.480	133.152	177.962	230.448	264.265	291.528	
	DB145	60.106	157.591	243.932	271.376	223.866	157.887	145.558	185.386	243.778	
	DB146	150.697	214.125	228.324	216.066	176.580	129.396	133.014	181.531	245.930	
	DB156	192.571	270.405	273.389	204.962	126.033	82.901	104.119	167.803	246.081	
	DB234	9.652	54.023	121.585	202.732	265.048	307.620	322.483	272.081	164.434	
	DB235	46.872	109.449	166.363	191.594	214.409	261.013	293.544	258.315	164.578	
	DB236	137.440	165.981	150.758	136.311	167.151	232.549	281.005	254.463	166.731	
	DB245	58.047	157.147	248.682	287.201	257.842	212.470	196.113	175.583	118.981	
	DB246	148.638	213.682	233.075	231.894	210.578	183.982	183.570	171.726	121.109	
	DB256	190.512	269.962	278.140	220.788	160.028	137.465	154.673	157.999	121.284	

	DB345	55.688	160.734	262.853	317.536	305.967	263.931	199.976	121.223	38.842	
	DB346	146.254	217.262	247.225	262.248	258.705	235.444	187.434	117.366	40.971	
	DB356	188.128	273.541	292.287	251.120	208.152	188.925	158.536	103.639	41.145	
	DB456	199.333	321.290	374.714	346.829	251.692	140.371	61.557	21.752	2.704	
	DB1234	8.136	44.705	100.243	168.646	227.330	281.186	341.078	363.654	343.895	
	DB1235	40.379	91.109	137.636	159.388	185.148	242.358	316.975	352.177	344.019	
	DB1236	115.863	138.218	124.622	113.288	145.765	218.636	306.521	348.955	345.810	
	DB1245	49.692	130.861	206.245	239.038	221.355	201.911	235.792	283.240	306.026	
	DB1246	125.176	177.971	193.233	192.959	181.973	178.167	225.334	280.013	307.793	
	DB1256	160.089	224.886	230.794	183.709	139.843	139.414	201.251	268.579	307.924	
	DB1345	47.711	133.835	218.036	264.331	261.462	244.780	238.991	237.942	239.228	
	DB1346	123.196	180.945	205.023	218.252	222.059	221.056	228.536	234.719	241.019	
	DB1356	158.085	227.854	242.578	208.978	179.925	182.280	204.472	223.287	241.152	
	DB1456	167.421	267.612	311.191	288.649	216.132	141.812	123.285	154.345	203.135	
	DB2345	46.001	133.477	221.996	277.516	289.785	290.253	281.128	229.773	135.235	
	DB2346	121.485	180.587	208.983	231.436	250.382	266.529	270.671	226.548	137.002	
	DB2356	156.370	227.474	246.537	222.163	208.268	227.754	246.587	215.116	137.157	
	DB2456	165.707	267.231	315.148	301.833	244.456	187.305	165.402	146.175	99.140	
	DB3456	163.726	270.204	326.936	327.105	284.561	230.175	168.624	100.883	32.368	
	DB12345	47.308	133.378	220.987	277.227	296.257	315.103	353.487	366.692	342.106	
	DB12346	122.792	180.488	207.976	231.150	256.877	291.382	343.032	363.467	343.873	
우측편재하	DB12356	157.701	227.379	245.530	221.874	214.740	252.605	318.945	352.032	344.004	
	DB12456	167.014	267.132	314.140	301.544	250.928	212.156	237.761	283.094	306.011	
	DB13456	165.033	270.105	325.928	326.816	291.033	255.025	240.984	237.801	239.239	
	DB23456	163.324	269.751	329.913	340.026	319.359	300.498	283.097	229.627	135.220	
	DB123456	164.631	269.652	328.904	339.736	325.831	325.349	355.456	366.546	342.091	
	DL1	1.767	0.410	1.012	3.282	9.985	31.413	87.730	159.292	264.749	
	DL2	0.159	1.254	5.415	16.729	42.512	82.979	134.045	151.621	132.253	
	DL3	0.539	5.154	19.054	46.404	88.526	132.496	138.007	99.752	46.641	
	DL4	11.416	51.601	98.132	138.507	130.743	86.729	44.968	19.621	2.821	
	DL5	53.068	105.811	142.096	127.456	82.337	41.871	16.294	5.971	0.454	
	DL6	147.060	163.064	127.038	74.584	36.702	13.578	4.395	1.492	0.395	
	DL12	1.650	1.359	5.967	17.337	51.889	114.103	221.649	310.844	396.890	
	DL13	0.671	4.711	17.949	46.716	97.691	163.525	225.587	258.994	311.293	
	DL14	11.525	51.045	96.939	138.706	139.808	117.744	132.138	178.110	262.144	
	DL15	54.668	105.598	141.044	127.721	91.491	72.836	103.521	163.683	262.323	
	DL16	148.637	162.858	126.013	74.854	45.788	44.380	90.539	159.273	264.585	
	DL22	0.319	2.509	10.829	33.454	85.018	165.920	268.076	303.195	264.452	
	DL24	11.171	51.252	102.306	154.840	173.024	169.622	178.582	170.470	129.755	
	DL25	52.559	105.414	146.281	143.843	124.632	124.665	149.929	156.018	129.887	
	DL26	146.528	162.674	131.251	90.977	78.928	96.209	136.948	151.608	132.149	
	DL34	11.724	55.755	116.937	184.751	219.108	219.170	182.551	118.611	44.168	
	DL35	50.116	109.247	160.695	173.716	170.678	174.147	153.855	104.137	44.338	
	DL36	144.085	166.507	145.665	120.849	124.975	145.691	140.874	99.727	46.600	
	DL45	62.205	156.894	240.054	265.954	212.992	128.413	61.059	24.357	2.947	
	DL46	156.173	214.135	224.987	213.036	167.243	99.953	47.889	19.611	2.705	
	DL56	200.146	268.873	269.128	201.993	118.922	55.250	19.447	7.199	0.670	

우측편재하	DL123	0.685	5.227	20.200	56.953	126.107	221.803	323.628	369.520	399.121	
	DL124	10.156	45.663	91.031	139.626	163.971	180.597	239.556	296.733	354.908	
	DL125	48.743	94.718	130.732	129.742	120.490	140.204	213.797	283.749	355.044	
	DL126	133.340	146.237	117.200	82.174	79.349	114.559	202.101	279.743	357.096	
	DL134	10.658	49.728	104.236	166.536	205.473	225.204	243.135	250.088	277.921	
	DL135	46.589	98.184	143.705	156.629	161.885	184.700	217.316	237.035	278.041	
	DL136	131.143	149.695	130.176	109.070	120.788	159.101	205.636	233.071	280.103	
	DL145	57.432	141.001	215.032	239.498	199.840	143.551	133.257	164.314	233.857	
	DL146	141.986	192.512	201.501	191.936	158.735	117.913	121.564	160.309	235.910	
	DL156	181.558	241.785	241.269	182.049	115.240	77.536	95.817	147.333	236.047	
	DL234	10.334	49.890	109.053	181.046	235.341	271.897	284.916	243.212	158.771	
	DL235	44.641	97.991	148.445	171.147	191.757	231.364	259.072	230.139	158.844	
	DL236	129.247	149.548	134.921	123.585	150.624	205.758	247.388	226.173	160.906	
	DL245	55.524	140.812	219.739	254.010	229.710	190.216	175.042	157.388	114.653	
	DL246	140.078	192.321	206.204	206.442	188.570	164.574	163.352	153.419	116.715	
	DL256	179.650	241.594	245.971	196.552	145.069	124.160	137.599	140.439	116.852	
	DL345	53.329	144.275	232.745	280.903	271.110	234.716	178.567	110.711	37.660	
	DL346	137.893	195.823	219.222	233.348	230.013	209.117	166.887	106.747	39.722	
	DL356	177.462	245.089	258.953	223.451	186.507	168.699	141.127	93.730	39.850	
	DL456	188.303	287.920	330.371	306.456	224.586	127.564	57.589	21.934	2.550	
	DL1234	8.702	41.213	90.039	151.126	203.004	249.886	303.128	322.073	330.752	
	DL1235	38.439	81.545	122.943	142.855	166.709	216.121	281.604	311.207	330.834	
	DL1236	108.922	124.475	111.664	103.230	132.442	194.773	271.863	307.904	332.574	
	DL1245	47.485	117.216	182.377	211.918	198.350	181.829	211.570	250.618	294.039	
	DL1246	117.925	160.132	171.085	172.250	164.039	160.468	201.814	247.270	295.725	
	DL1256	150.912	201.186	204.193	164.018	127.820	126.782	180.348	236.443	295.858	
	DL1345	45.631	120.086	193.184	234.323	232.846	218.914	214.494	211.679	229.839	
	DL1346	116.123	163.050	181.905	194.665	198.573	197.562	204.751	208.375	231.579	
	DL1356	149.112	204.109	215.046	186.437	162.327	163.908	183.285	197.544	231.667	
	DL1456	158.159	239.780	274.479	255.498	193.965	129.582	113.274	136.921	194.865	
	DL2345	44.038	119.942	197.093	246.406	257.717	257.797	249.301	205.962	130.551	
	DL2346	114.524	162.878	185.850	206.788	223.453	236.447	239.550	202.616	132.237	
	DL2356	147.519	203.965	218.956	198.521	187.201	202.794	218.122	191.798	132.373	
	DL2456	156.523	239.627	278.386	267.581	218.836	168.466	148.078	131.199	95.533	
	DL3456	154.712	242.507	289.200	289.995	253.375	205.593	151.015	92.271	31.377	
	DL12345	45.284	119.835	196.358	246.674	264.656	281.102	314.994	325.383	329.014	
	DL12346	115.724	162.751	185.066	207.008	230.349	259.750	305.281	322.078	330.713	
	DL12356	148.714	203.811	218.211	198.786	194.139	226.102	283.822	311.256	330.846	
	DL12456	157.760	239.478	277.634	267.803	225.731	191.760	213.766	250.617	293.997	
	DL13456	155.958	242.396	288.455	290.221	260.271	228.891	216.710	211.726	229.850	
	DL23456	154.313	242.209	292.361	302.337	285.147	267.775	251.509	205.967	130.509	
	DL123456	155.559	242.098	291.616	302.563	292.042	291.070	317.197	325.386	328.972	
좌측편재하	DB1	270.328	195.553	96.893	34.337	9.575	3.049	0.924	0.345	1.969	
	DB2	131.507	172.089	153.153	96.516	48.781	18.703	5.329	1.943	0.273	
	DB3	42.515	104.777	154.932	153.608	104.079	54.198	21.592	6.951	0.631	
	DB4	2.419	15.617	46.228	92.954	145.210	158.337	114.765	63.946	13.282	
	DB5	0.407	3.810	15.588	42.522	88.097	141.768	162.652	124.610	61.614	

좌측편재하	DB6	0.294	0.876	3.930	12.974	37.761	81.066	143.337	179.047	161.931	
	DB12	401.786	367.634	249.944	130.607	57.819	18.468	5.786	1.970	1.772	
	DB13	312.743	300.299	251.699	187.628	112.969	53.728	20.032	6.568	0.979	
	DB14	266.286	209.982	142.621	126.982	153.979	157.733	113.195	63.548	15.066	
	DB15	267.565	197.441	112.014	76.472	96.926	141.237	161.122	124.230	63.395	
	DB16	270.197	194.799	99.119	46.741	46.541	80.550	141.837	178.684	163.692	
	DB22	263.038	344.181	306.308	193.015	97.585	37.430	10.661	3.888	0.545	
	DB24	127.546	186.520	198.971	189.408	193.788	176.755	119.106	64.052	12.779	
	DB25	128.825	173.978	168.363	138.894	136.708	160.233	167.029	124.733	61.108	
	DB26	131.456	171.338	155.469	109.167	86.348	99.569	147.726	179.185	161.405	
	DB34	38.570	119.215	200.751	246.525	249.139	212.395	136.114	70.109	12.364	
	DB35	39.847	106.662	170.119	195.979	192.031	195.870	183.919	130.570	58.839	
	DB36	42.478	104.021	157.224	166.249	141.650	135.206	164.638	185.025	159.136	
	DB45	2.584	18.040	61.604	135.359	233.251	300.099	277.405	188.544	74.887	
	DB46	2.271	14.863	48.553	105.628	182.837	239.378	258.063	242.972	175.178	
	DB56	0.507	4.482	18.083	55.307	125.755	222.792	305.982	303.652	223.545	
	DB123	399.834	425.144	364.367	255.714	145.537	65.118	22.202	7.568	1.093	
	DB124	358.020	343.848	266.185	201.113	182.426	158.634	105.836	57.328	13.103	
	DB125	359.149	332.556	238.626	155.654	131.064	143.783	148.981	111.927	56.604	
	DB126	361.535	330.201	227.037	128.898	85.713	89.175	131.611	160.943	146.872	
	DB134	277.920	283.269	267.762	252.486	232.211	190.709	121.085	62.643	11.419	
	DB135	279.072	271.979	240.200	207.019	180.842	175.855	164.185	117.196	54.562	
	DB136	281.431	269.598	228.608	180.266	135.515	121.252	146.840	166.215	144.831	
	DB145	237.268	190.689	142.053	152.454	217.806	269.504	248.225	169.314	69.011	
	DB146	239.631	188.330	130.462	125.699	172.455	214.894	230.851	218.304	159.252	
	DB156	240.783	177.042	102.904	80.238	121.092	200.042	273.978	272.924	202.779	
	DB234	153.050	262.160	318.504	308.699	268.061	207.836	126.503	63.282	11.048	
	DB235	154.201	250.859	290.921	263.202	216.663	192.958	169.495	117.657	52.508	
	DB236	156.560	248.477	279.327	236.446	171.313	138.352	152.148	166.676	142.777	
	DB245	112.400	169.592	192.778	208.658	253.608	286.604	253.530	169.748	66.929	
	DB246	114.758	167.207	181.160	181.878	208.274	231.997	236.161	218.765	157.198	
	DB256	115.912	155.923	153.628	136.444	156.917	217.148	279.307	273.363	200.698	
	DB345	32.296	108.989	194.349	260.025	303.408	318.679	268.737	175.021	64.911	
	DB346	34.683	106.633	182.756	233.247	258.054	264.069	251.367	224.036	155.179	
	DB356	35.835	95.346	155.201	187.810	206.695	249.220	294.513	278.635	198.680	
	DB456	2.196	15.573	57.556	133.263	243.811	343.027	378.639	330.814	213.119	
	DB1234	330.212	365.100	337.989	282.763	230.044	172.823	104.235	52.344	9.448	
	DB1235	331.166	355.700	315.023	244.884	187.223	160.452	140.130	97.784	45.094	
	DB1236	333.155	353.736	305.377	222.592	149.455	114.945	125.665	138.637	120.330	
	DB1245	296.337	287.959	233.227	199.412	218.022	238.490	210.156	141.187	57.126	
	DB1246	298.324	285.992	223.558	177.117	180.252	192.983	195.690	182.038	132.339	
	DB1256	299.279	276.595	200.596	139.225	137.436	180.591	231.643	227.551	168.604	
	DB1345	229.588	237.480	234.549	242.215	259.518	265.208	222.830	145.582	55.421	
	DB1346	231.575	235.512	224.879	219.918	221.725	219.698	208.363	186.434	130.658	
	DB1356	232.526	226.095	201.919	182.051	178.938	207.333	244.321	231.947	166.899	
	DB1456	197.700	158.376	120.125	136.579	209.735	285.369	314.324	275.348	178.930	
	DB2345	125.554	219.878	276.818	289.045	289.364	279.469	227.264	145.971	53.714	

	DB2346	127.518	217.906	267.147	266.747	251.571	233.957	212.793	186.798	128.923	
	DB2356	128.473	208.509	244.187	228.860	208.781	221.591	248.752	232.314	165.188	
	DB2456	93.644	140.768	162.390	183.386	239.579	299.628	318.756	275.735	177.200	
	DB3456	26.895	90.289	163.711	226.187	281.052	326.343	331.430	280.131	175.519	
	DB12345	328.207	366.521	349.393	314.581	296.035	279.109	226.138	145.698	55.046	
	DB12346	330.196	364.557	339.747	292.289	258.266	233.602	211.673	186.551	130.282	
	DB12356	331.150	355.160	316.785	254.397	215.451	221.211	247.625	232.062	166.524	
	DB12456	296.321	287.418	234.989	208.924	246.249	299.249	317.651	275.466	178.556	
	DB13456	229.571	236.937	236.289	251.727	287.747	325.989	330.328	279.862	176.851	
	DB23456	125.514	219.330	278.557	298.556	317.591	340.246	334.737	280.225	175.139	
	DB123456	328.191	365.981	351.156	324.095	324.265	339.890	333.636	279.978	176.476	
	DL1	253.266	176.319	88.179	32.478	10.493	3.295	0.992	0.356	1.936	
	DL2	123.935	153.752	135.059	85.943	44.863	18.029	5.721	2.051	0.270	
	DL3	40.608	93.442	136.032	135.315	92.761	49.683	20.601	7.470	0.603	
	DL4	2.470	15.030	42.188	82.508	127.496	139.770	101.483	58.858	12.923	
	DL5	0.385	4.030	15.031	38.985	78.291	124.110	143.350	111.063	59.636	
	DL6	0.345	0.917	4.216	12.674	34.861	72.054	125.966	158.252	155.725	
	DL12	377.109	330.049	223.092	118.085	54.503	18.486	6.145	2.045	1.833	
	DL13	293.706	269.708	224.034	167.373	102.227	49.845	19.338	6.990	0.977	
	DL14	249.577	189.971	129.780	114.581	136.853	139.817	100.210	58.362	14.630	
	DL15	250.645	178.407	102.624	70.917	87.678	124.230	142.087	110.585	61.380	
좌	DL16	253.066	175.782	90.713	44.421	44.190	72.184	124.738	157.792	157.445	
측	DL22	247.913	307.513	270.120	171.883	89.720	36.021	11.436	4.098	0.540	
편	DL24	120.386	167.425	176.796	168.399	172.106	157.409	106.064	59.227	12.557	
재	DL25	121.445	155.826	149.638	124.766	122.934	141.828	147.934	111.463	59.138	
하	DL26	123.866	153.198	137.720	98.229	79.434	89.740	130.572	158.629	155.193	
	DL34	37.037	107.120	177.778	217.803	220.102	189.255	121.891	65.516	13.139	
	DL35	38.102	95.538	150.587	174.117	170.880	173.665	163.545	117.342	56.939	
	DL36	40.523	92.909	138.669	147.581	127.380	121.580	146.189	164.545	153.004	
	DL45	2.533	17.691	56.970	121.377	205.747	263.878	244.818	169.877	72.581	
	DL46	2.255	14.456	44.824	94.830	162.189	211.764	227.423	217.056	168.640	
	DL56	0.456	4.677	17.889	51.409	113.016	196.099	269.267	269.267	215.362	
	DL123	375.864	381.113	323.187	227.956	132.321	60.965	21.805	7.984	1.067	
	DL124	336.172	309.345	238.332	180.418	163.434	141.824	94.381	52.940	12.732	
	DL125	337.136	298.928	213.922	141.164	119.201	127.810	132.079	99.916	54.774	
	DL126	339.279	296.533	203.182	117.282	80.039	80.962	116.477	142.429	141.244	
	DL134	261.133	255.046	239.191	224.862	206.579	170.462	108.533	58.408	12.128	
	DL135	262.103	244.656	214.768	185.583	162.323	156.447	146.135	105.239	52.839	
	DL136	264.290	242.271	204.035	161.706	123.193	109.598	130.494	147.710	139.297	
	DL145	222.421	172.886	129.950	138.080	193.521	237.473	219.133	152.454	66.834	
	DL146	224.562	170.485	119.178	114.197	154.390	190.628	203.529	194.932	153.294	
	DL156	225.534	160.104	94.771	74.940	110.123	176.610	241.229	241.943	195.346	
	DL234	144.878	234.761	281.553	273.362	238.362	186.303	113.880	59.353	11.663	
	DL235	145.844	224.350	257.067	234.011	194.071	172.286	151.399	105.981	50.812	
	DL236	147.988	221.958	246.333	210.164	154.912	125.437	135.762	148.487	137.280	
	DL245	106.119	152.571	172.246	186.507	225.269	253.312	224.400	153.202	64.852	
	DL246	108.305	150.188	161.515	162.661	186.113	206.469	208.800	195.715	151.322	

좌측편재하	DL256	109.275	139.798	137.068	123.364	141.865	192.413	246.490	242.686	193.364	
	DL345	31.130	98.308	173.095	230.927	268.391	281.950	238.453	158.519	62.872	
	DL346	33.273	95.916	162.364	207.085	229.267	235.104	222.814	200.991	149.330	
	DL356	34.237	85.496	137.948	167.795	185.028	221.089	260.516	248.002	191.382	
	DL456	2.094	15.435	53.642	120.311	216.398	302.299	333.678	295.305	205.440	
	DL1234	310.585	327.850	300.629	251.831	205.740	155.386	93.931	49.015	9.975	
	DL1235	311.356	319.170	280.251	219.061	168.840	143.718	125.269	88.031	43.662	
	DL1236	313.195	317.171	271.310	199.177	136.189	104.645	112.217	123.397	115.690	
	DL1245	278.278	259.351	209.572	179.503	194.848	211.226	186.114	127.359	55.313	
	DL1246	280.080	257.369	200.594	159.585	162.198	172.194	173.113	162.779	127.398	
	DL1256	280.895	248.713	180.243	126.874	125.320	160.487	204.504	201.928	162.413	
	DL1345	215.755	214.111	210.267	216.501	230.786	235.100	197.816	131.787	53.690	
	DL1346	217.560	212.140	201.333	196.628	198.175	196.040	184.807	167.169	125.765	
	DL1356	218.375	203.480	180.979	163.884	161.297	184.368	216.210	206.358	160.790	
	DL1456	185.296	143.661	110.299	124.327	187.305	251.877	277.058	245.692	172.486	
	DL2345	118.866	197.222	245.536	256.899	257.222	248.290	202.215	132.431	52.016	
	DL2346	120.662	195.211	236.591	236.988	224.606	209.257	189.176	167.809	124.089	
	DL2356	121.477	186.554	216.241	204.279	187.732	197.559	220.610	207.001	159.116	
	DL2456	88.405	126.762	145.527	164.685	213.737	265.099	281.463	246.339	170.812	
	DL3456	25.884	81.528	146.258	201.686	249.672	288.937	293.158	250.764	169.189	
	DL12345	308.712	329.431	311.558	280.932	264.341	248.425	201.300	132.101	53.337	
	DL12346	310.517	327.461	302.626	261.062	231.737	209.404	188.300	167.517	125.377	
	DL12356	311.323	318.764	282.263	228.312	194.852	197.693	219.691	206.665	160.392	
	DL12456	278.251	258.975	211.554	188.752	220.861	265.209	280.581	246.043	172.101	
	DL13456	215.730	213.741	212.286	225.756	256.801	289.081	292.277	250.435	170.468	
	DL23456	118.833	196.813	247.545	266.119	283.263	302.269	296.643	251.073	168.791	
	DL123456	308.679	329.025	313.570	290.184	290.357	302.409	295.767	250.785	170.125	
ENV		401.786	425.144	374.714	346.829	325.831	343.027	378.639	418.981	415.004	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1364.648	1413.305	1342.093	1314.968	1304.734	1333.120	1402.522	1491.296	1596.473	

8.3.2 복현2교 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		317.232	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	373.519	351.945	
합성후		162.684	113.292	99.991	94.652	95.108	92.975	110.200	177.415	302.502	-
		162.684	113.292	99.991	94.652	95.108	92.975	110.200	177.415	302.502	내측풍하중
		159.291	112.313	101.097	101.438	112.082	124.698	156.307	225.191	313.968	외측풍하중
ADD		973.118	980.013	966.712	961.373	961.829	959.696	976.921	1044.136	1147.649	-
		973.118	980.013	966.712	961.373	961.829	959.696	976.921	1044.136	1147.649	내측풍하중
		969.725	979.034	967.818	968.159	978.803	991.419	1023.028	1091.912	1159.115	외측풍하중
우측편재하	DB1	2.126	0.376	0.954	3.149	9.810	34.920	96.835	194.067	269.215	
	DB2	0.262	1.839	5.175	18.185	47.838	95.603	152.806	173.487	132.742	
	DB3	0.597	6.585	20.567	52.434	101.531	152.017	156.149	107.729	46.075	
	DB4	11.254	61.399	112.485	157.815	147.220	95.490	47.895	16.953	2.650	
	DB5	58.181	122.036	161.723	143.788	90.285	44.114	16.329	4.102	0.437	
	DB6	161.422	178.251	143.468	81.754	38.252	13.311	3.986	0.934	0.234	
	DB12	1.972	1.917	5.693	18.205	57.264	130.303	249.553	367.567	401.891	
	DB13	0.922	6.223	19.097	52.221	110.808	186.619	252.866	301.765	315.193	
	DB14	11.962	60.979	110.984	157.479	156.407	130.108	144.302	210.054	266.478	
	DB15	60.143	121.782	160.310	143.525	99.516	78.685	112.755	196.490	266.746	
	DB16	163.342	178.005	142.077	81.481	47.429	47.697	99.220	193.383	269.007	
	DB22	0.524	3.679	10.351	36.374	95.698	191.209	305.615	346.998	265.487	
	DB24	11.140	61.416	116.574	175.704	194.897	191.061	200.374	189.507	130.084	
	DB25	57.681	122.017	165.795	161.747	137.980	139.609	168.806	175.932	130.350	
	DB26	160.904	178.242	147.564	99.704	85.896	108.642	155.271	172.805	132.607	
	DB34	11.682	67.124	132.885	210.101	248.662	247.496	203.724	123.737	43.431	
	DB35	54.966	127.302	181.916	196.139	191.693	195.987	172.116	110.141	43.694	
	DB36	158.165	183.525	163.683	134.094	139.607	164.999	158.582	107.034	45.955	
	DB45	68.167	183.270	274.119	301.599	237.459	139.504	64.051	19.847	2.874	
	DB46	171.385	239.477	255.855	239.527	185.327	108.512	50.360	16.276	2.513	
	DB56	219.581	300.281	305.185	225.503	128.443	57.251	18.998	4.860	0.553	
	DB123	1.026	7.147	21.098	63.274	142.752	253.986	365.113	427.743	403.126	
	DB124	10.331	54.893	103.579	157.916	183.745	203.120	267.390	345.188	359.288	
	DB125	53.683	109.618	148.003	145.361	132.531	156.838	238.994	332.982	359.518	
	DB126	146.587	160.229	131.582	89.520	85.654	128.945	226.808	330.164	361.553	
	DB134	10.794	60.021	118.258	188.886	232.136	253.904	270.407	286.003	281.283	
	DB135	51.248	114.386	162.492	176.303	180.873	207.569	241.976	273.782	281.534	
	DB136	144.124	164.973	146.070	120.483	133.998	179.679	229.793	270.986	283.573	
	DB145	63.116	164.693	245.392	271.111	221.968	156.723	144.291	191.253	237.689	
	DB146	156.016	215.284	228.989	215.268	175.069	128.830	132.108	188.461	239.752	
	DB156	199.367	270.007	273.393	202.716	123.880	82.573	103.716	176.257	239.982	
	DB234	10.418	60.460	123.327	205.284	266.760	308.757	320.846	267.489	158.526	
	DB235	49.042	114.597	167.422	192.699	215.490	262.395	292.415	255.255	158.753	
	DB236	141.918	165.187	151.023	136.884	168.620	234.528	280.237	252.465	160.815	
	DB245	60.909	164.904	250.321	287.506	256.566	211.569	194.733	172.731	114.932	
	DB246	153.810	215.495	233.920	231.666	209.690	183.678	182.550	169.936	116.971	
	DB256	197.161	270.218	278.323	219.112	158.498	137.398	154.157	157.734	117.224	

우측편재하	DB345	58.476	169.675	264.833	318.450	304.909	262.301	197.715	113.531	36.948	
	DB346	151.351	220.262	248.411	262.631	258.034	234.411	185.532	110.736	38.987	
	DB356	194.702	274.983	292.811	250.054	206.839	188.130	157.139	98.534	39.240	
	DB456	206.606	325.350	375.823	344.974	248.039	137.297	59.876	17.258	2.464	
	DB1234	8.918	50.074	101.667	170.891	229.254	283.273	339.915	368.452	333.943	
	DB1235	42.350	95.332	138.498	160.427	186.543	244.649	316.235	358.250	334.134	
	DB1236	119.759	137.489	124.822	113.883	147.483	221.423	306.081	355.914	335.851	
	DB1245	52.241	137.259	207.590	239.410	220.786	202.299	234.843	289.487	297.621	
	DB1246	129.650	179.417	193.916	192.887	181.727	179.052	224.685	287.144	299.314	
	DB1256	165.794	225.033	230.925	182.430	139.061	140.497	201.021	276.981	299.511	
	DB1345	50.198	141.221	219.665	265.212	261.073	244.560	237.308	240.154	232.619	
	DB1346	127.606	183.378	205.990	218.688	221.994	221.333	227.152	237.817	234.336	
	DB1356	163.727	228.990	242.993	208.207	179.325	182.756	203.508	227.656	234.534	
	DB1456	173.642	270.921	312.089	287.211	213.568	140.385	122.112	158.886	197.998	
	DB2345	48.365	141.408	223.774	278.872	289.915	290.251	279.349	224.721	130.325	
	DB2346	125.774	183.565	210.099	232.348	250.836	267.025	269.192	222.380	132.019	
	DB2356	161.890	229.155	247.101	221.868	208.187	228.448	245.529	212.220	132.239	
	DB2456	171.805	271.085	316.196	300.871	242.410	186.097	164.134	143.451	95.702	
	DB3456	169.762	275.045	328.268	326.651	282.696	228.359	166.622	94.126	30.725	
	DB12345	49.836	141.243	222.744	278.700	296.881	316.241	351.909	370.263	332.166	
	DB12346	127.244	183.401	209.070	232.179	257.824	293.017	341.754	367.922	333.859	
	DB12356	163.384	228.993	246.073	221.697	215.153	254.437	318.087	357.758	334.056	
	DB12456	173.275	270.920	315.166	300.699	249.376	212.086	236.694	288.994	297.543	
	DB13456	171.232	274.880	327.238	326.479	289.662	254.349	239.182	239.668	232.566	
	DB23456	169.401	275.073	331.372	340.164	318.507	300.039	281.200	224.228	130.247	
	DB123456	170.871	274.908	330.342	339.993	325.473	326.029	353.761	369.770	332.088	
	DL1	2.065	0.386	1.021	3.397	10.636	33.101	88.116	174.409	252.593	
	DL2	0.259	1.938	5.552	17.575	44.063	85.232	134.545	154.719	125.540	
	DL3	0.567	7.059	19.651	48.101	90.527	133.863	137.037	96.014	44.198	
	DL4	12.073	56.805	99.643	139.297	129.352	84.811	43.658	16.294	2.725	
	DL5	56.022	109.015	142.544	126.043	80.189	40.414	15.701	4.355	0.416	
	DL6	154.850	157.870	126.197	72.617	35.208	12.943	4.269	0.972	0.271	
	DL12	2.013	1.993	6.056	18.298	54.154	118.052	222.540	329.077	378.042	
	DL13	0.916	6.610	18.490	48.563	100.414	166.596	225.009	270.395	296.719	
	DL14	12.392	56.234	98.389	139.636	139.126	117.526	131.264	189.537	250.123	
	DL15	57.894	108.678	141.445	126.453	90.052	73.074	103.312	177.019	250.284	
	DL16	156.697	157.547	125.129	73.035	45.008	45.412	90.777	173.920	252.363	
	DL22	0.519	3.876	11.102	35.147	88.119	170.425	269.076	309.389	251.030	
	DL24	11.884	57.107	103.980	156.489	173.174	169.954	177.817	169.860	123.156	
	DL25	55.560	109.292	146.892	143.296	124.030	125.459	149.832	157.319	123.272	
	DL26	154.363	158.161	130.576	89.878	78.986	97.796	137.297	154.219	125.351	
	DL34	12.375	62.858	119.062	187.227	219.704	218.616	180.316	111.167	41.836	
	DL35	52.934	114.601	161.730	173.999	170.532	174.059	152.291	98.611	41.991	
	DL36	151.737	163.471	145.414	120.580	125.488	146.396	139.756	95.512	44.070	
	DL45	65.723	165.473	241.992	265.332	209.457	125.042	59.134	19.414	2.850	
	DL46	164.521	214.319	225.638	211.857	164.359	97.372	46.430	15.797	2.523	
	DL56	210.887	266.881	268.736	198.609	115.277	53.129	18.728	5.096	0.506	

	DL123	0.998	7.525	20.810	59.397	129.955	226.596	323.557	382.566	379.969	
	DL124	10.991	50.926	92.488	141.247	164.756	182.430	239.220	309.804	338.053	
	DL125	51.692	98.101	131.243	129.386	120.596	142.449	214.061	298.537	338.173	
	DL126	140.640	142.067	116.555	81.321	80.048	117.517	202.766	295.712	340.061	
	DL134	11.438	56.116	106.098	168.901	206.660	226.238	241.476	257.010	264.904	
	DL135	49.375	102.892	144.599	157.018	162.400	186.152	216.260	245.680	265.012	
	DL136	138.278	146.854	129.913	108.964	121.895	161.265	204.980	242.897	266.908	
	DL145	60.840	148.602	216.731	239.059	197.286	142.041	131.932	172.981	223.121	
	DL146	149.743	192.563	202.044	191.001	156.773	117.116	120.640	170.158	225.009	
	DL156	191.469	239.881	240.874	179.136	112.596	77.149	95.492	158.898	225.130	
	DL234	10.974	56.876	111.116	184.058	237.278	273.427	283.355	239.302	150.634	
	DL235	47.222	103.423	149.526	172.185	193.026	233.313	258.116	227.951	150.697	
	DL236	136.179	147.426	134.846	124.126	152.486	208.421	246.833	225.167	152.593	
	DL245	58.728	149.132	221.626	254.221	227.911	189.205	173.817	155.222	108.800	
	DL246	147.632	193.091	206.935	206.156	187.363	164.277	162.529	152.435	110.697	
	DL256	189.357	240.409	245.764	194.287	143.179	124.273	137.374	141.171	110.817	
	DL345	56.369	153.924	235.015	281.859	269.719	232.913	176.022	102.402	35.648	
	DL346	145.282	197.922	220.335	233.808	229.215	208.026	164.743	99.619	37.545	
	DL356	187.005	245.233	259.127	221.933	185.026	168.019	139.582	88.318	37.656	
우측편재하	DL456	198.473	290.969	331.359	304.123	220.055	123.928	55.719	17.043	2.384	
	DL1234	9.398	47.031	91.717	153.750	205.161	252.438	302.120	330.164	314.875	
	DL1235	40.797	85.980	123.812	143.833	168.306	219.021	281.100	320.733	314.947	
	DL1236	114.905	122.616	111.570	103.793	134.532	198.267	271.693	318.416	316.548	
	DL1245	50.362	124.061	183.918	212.206	197.389	182.262	210.842	260.164	280.062	
	DL1246	124.426	160.686	171.662	172.124	163.573	161.495	201.420	257.799	281.612	
	DL1256	159.208	200.109	203.988	162.244	126.784	128.151	180.453	248.404	281.730	
	DL1345	48.371	128.039	195.043	235.233	232.226	218.685	212.666	216.104	219.064	
	DL1346	122.488	164.709	182.799	195.161	198.448	197.928	203.257	213.786	220.666	
	DL1356	157.273	204.138	215.160	185.284	161.633	164.615	182.290	204.384	220.741	
	DL1456	166.838	242.219	275.264	253.655	190.712	127.823	112.056	143.781	185.850	
	DL2345	46.608	128.494	199.109	247.857	257.726	257.985	247.556	201.363	123.844	
	DL2346	120.718	165.138	186.903	207.824	223.955	237.229	238.140	198.999	125.394	
	DL2356	155.510	204.593	219.226	197.909	187.135	203.918	217.210	189.612	125.515	
	DL2456	165.031	242.668	279.327	266.279	216.212	167.122	146.943	129.031	90.587	
	DL3456	163.083	246.654	290.460	289.316	251.092	203.588	148.779	84.984	29.632	
	DL12345	48.062	128.297	198.342	248.238	265.203	282.564	313.542	332.133	313.209	
	DL12346	122.126	164.922	186.086	208.157	231.390	261.808	304.164	329.811	314.770	
	DL12356	156.911	204.352	218.450	198.287	194.612	228.501	283.203	320.419	314.888	
	DL12456	166.476	242.428	278.544	266.614	223.646	191.692	212.925	259.799	279.952	
	DL13456	164.538	246.451	289.683	289.654	258.527	228.161	214.767	215.790	219.005	
	DL23456	162.721	246.867	293.747	302.311	284.031	267.461	249.650	201.003	123.733	
	DL123456	164.175	246.664	292.970	302.649	291.465	292.031	315.631	331.772	313.098	
좌측편재하	DB1	277.138	183.913	96.456	32.983	8.925	2.938	0.912	0.347	1.724	
	DB2	135.927	170.352	152.845	94.909	47.339	17.975	5.125	1.298	0.174	
	DB3	44.476	108.603	155.602	152.863	102.373	52.819	20.918	5.175	0.587	
	DB4	2.560	18.640	47.207	94.637	146.129	157.992	113.377	59.290	12.453	
	DB5	0.461	5.289	16.040	43.864	89.707	143.035	162.022	121.722	59.143	

좌측편재하	DB6	0.408	1.365	4.034	13.602	38.978	82.876	143.590	182.540	156.977	
	DB12	412.999	354.240	249.194	127.629	55.686	17.630	5.608	1.348	1.459	
	DB13	321.490	292.471	251.927	185.508	110.563	52.214	19.390	4.793	0.735	
	DB14	273.114	201.718	143.132	127.294	154.216	157.264	111.837	58.987	14.023	
	DB15	274.331	187.423	112.030	76.447	97.846	142.373	160.519	121.432	60.708	
	DB16	277.068	183.602	98.798	46.019	47.069	82.226	142.115	182.260	158.524	
	DB22	271.879	340.707	305.690	189.800	94.702	35.973	10.254	2.598	0.349	
	DB24	132.003	188.172	199.613	189.485	193.274	175.677	117.505	58.760	11.899	
	DB25	133.220	173.877	168.508	138.633	136.879	160.760	166.183	121.203	58.584	
	DB26	135.957	170.057	155.278	108.209	86.127	100.637	147.761	182.030	156.399	
	DB34	40.568	126.429	202.371	247.463	248.364	210.680	134.059	63.610	11.529	
	DB35	41.782	112.119	171.242	196.576	191.935	195.759	182.628	125.729	56.389	
	DB36	44.520	108.299	158.010	166.150	141.162	135.635	164.227	186.558	154.205	
	DB45	2.749	22.536	63.052	138.389	235.781	301.022	275.388	181.001	71.588	
	DB46	2.494	18.349	49.651	107.963	184.982	240.846	256.929	241.808	169.399	
	DB56	0.673	6.429	18.638	57.295	128.588	225.871	305.605	304.257	216.123	
	DB123	411.684	416.536	364.295	252.357	142.071	63.091	21.441	5.402	0.785	
	DB124	368.140	334.846	266.367	199.946	181.336	157.541	104.416	52.641	12.114	
	DB125	369.213	321.977	238.361	154.183	130.589	144.135	148.241	108.826	54.135	
	DB126	371.695	318.560	226.468	126.801	84.886	90.013	131.663	163.579	142.170	
	DB134	285.827	279.272	268.823	252.092	230.883	189.043	119.263	56.795	10.491	
	DB135	286.923	266.402	240.814	206.321	180.128	175.633	163.044	112.915	52.160	
	DB136	289.377	262.960	228.919	178.941	134.448	121.517	146.491	167.671	140.196	
	DB145	243.393	184.723	142.924	153.948	219.475	270.227	246.439	162.615	65.851	
	DB146	245.851	181.303	131.030	126.566	173.771	216.103	229.857	217.341	153.859	
	DB156	246.948	168.436	103.026	80.802	123.023	202.696	273.664	273.550	195.906	
	DB234	158.824	267.090	319.683	308.095	266.062	205.623	124.454	56.871	10.241	
	DB235	159.918	254.207	291.652	262.291	215.274	192.188	168.136	112.718	50.252	
	DB236	162.372	250.764	279.755	234.908	169.572	138.069	151.581	167.473	138.288	
	DB245	116.392	172.551	193.766	209.939	254.601	286.779	251.525	162.390	63.916	
	DB246	118.845	169.104	181.845	182.533	208.916	232.657	234.949	217.143	151.951	
	DB256	119.943	156.242	153.866	136.795	158.173	219.253	278.774	273.328	193.972	
	DB345	34.074	116.951	196.216	262.079	304.162	318.280	266.332	166.484	61.964	
	DB346	36.556	113.533	184.320	234.674	258.456	264.156	249.754	221.236	149.999	
	DB356	37.653	100.668	156.319	188.933	207.712	250.751	293.579	277.422	192.020	
	DB456	2.417	20.036	58.966	136.577	247.191	345.488	377.053	327.169	205.695	
	DB1234	340.114	360.466	338.641	281.229	227.852	170.876	102.550	47.003	8.628	
	DB1235	341.021	349.751	315.302	243.096	185.543	159.708	139.015	93.731	43.050	
	DB1236	343.090	346.902	305.404	220.281	147.480	114.607	125.210	139.365	116.425	
	DB1245	304.753	281.684	233.720	199.450	218.327	238.533	208.503	135.120	54.451	
	DB1246	306.820	278.832	223.799	176.633	180.263	193.431	194.697	180.750	127.802	
	DB1256	307.729	268.120	200.465	138.488	137.960	182.244	231.217	227.587	162.834	
	DB1345	236.160	235.375	235.775	242.898	259.624	264.773	220.843	138.530	52.802	
	DB1346	238.227	232.522	225.852	220.077	221.537	219.668	207.037	184.164	126.177	
	DB1356	239.131	221.790	202.520	181.958	179.262	208.508	243.561	230.999	161.186	
	DB1456	202.868	153.746	120.941	138.313	212.045	287.330	313.026	272.385	172.585	
	DB2345	130.349	225.209	278.141	289.550	288.908	278.577	225.095	138.371	51.217	

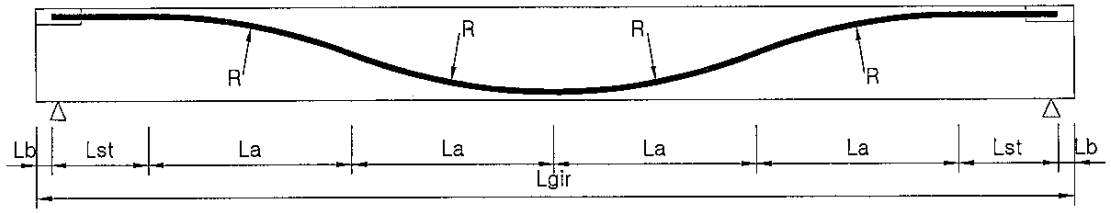
	DB2346	132.392	222.353	268.217	266.730	250.820	233.471	211.284	183.978	124.564	
	DB2356	133.301	211.642	244.885	228.589	208.543	222.309	247.809	230.817	159.596	
	DB2456	97.033	143.575	163.303	184.943	241.326	301.132	317.276	272.222	170.976	
	DB3456	28.439	97.265	165.356	228.388	282.600	327.369	329.616	275.636	169.351	
	DB12345	338.092	363.113	350.386	314.057	295.055	278.115	223.987	138.161	52.384	
	DB12346	340.160	360.264	340.488	291.242	256.992	233.014	210.182	183.795	125.759	
	DB12356	341.069	349.552	317.154	253.097	214.690	221.827	246.701	230.628	160.768	
	DB12456	304.801	281.485	235.571	209.451	247.474	300.652	316.189	272.017	172.169	
	DB13456	236.206	235.173	237.604	252.898	288.772	326.913	328.531	275.429	170.520	
	DB23456	130.371	225.004	279.969	299.549	318.053	340.713	332.758	275.245	168.929	
	DB123456	338.139	362.915	352.238	324.059	324.204	340.256	331.675	275.060	170.102	
	DL1	265.566	160.956	87.619	30.974	9.802	3.194	0.974	0.372	1.634	
	DL2	130.603	150.759	134.372	83.935	43.193	17.226	5.529	1.364	0.169	
	DL3	42.890	97.505	136.799	134.282	90.595	48.083	19.867	5.540	0.578	
	DL4	2.549	18.345	43.304	84.595	128.760	139.309	99.751	53.747	12.215	
	DL5	0.426	5.623	15.506	40.525	80.273	125.844	142.704	108.175	56.530	
	DL6	0.469	1.431	4.300	13.348	36.252	74.251	126.621	163.458	147.937	
	DL12	396.054	311.670	221.838	114.557	52.076	17.590	5.997	1.400	1.472	
	DL13	308.256	258.390	224.235	164.813	99.297	48.112	18.658	5.075	0.728	
	DL14	261.682	178.362	130.281	115.148	137.376	139.236	98.523	53.377	13.656	
	DL15	262.814	164.817	102.541	70.936	88.912	125.835	141.483	107.821	58.004	
좌	DL16	265.429	160.879	90.259	43.603	44.828	74.252	125.432	163.115	149.388	
측	DL22	261.251	301.523	268.745	167.866	86.379	34.416	11.052	2.725	0.337	
편	DL24	126.885	168.202	177.174	168.480	171.712	156.135	104.117	53.447	11.801	
재	DL25	128.007	154.622	149.433	124.299	123.252	142.739	147.072	107.892	55.986	
하	DL26	130.622	150.681	137.143	96.926	79.154	91.113	131.007	163.145	147.362	
	DL34	39.152	114.956	179.610	218.861	219.216	187.206	119.418	58.469	12.442	
	DL35	40.278	101.387	151.833	174.621	170.697	173.799	162.180	112.304	53.953	
	DL36	42.893	97.446	139.543	147.248	126.601	122.176	146.121	167.594	145.338	
	DL45	2.613	22.604	58.592	125.006	208.996	265.150	242.441	161.881	68.769	
	DL46	2.420	18.259	46.051	97.625	164.850	213.504	226.347	217.153	160.150	
	DL56	0.620	6.754	18.447	53.654	116.393	200.033	269.274	271.587	204.473	
	DL123	394.958	368.234	322.749	223.842	128.180	58.664	21.019	5.666	0.750	
	DL124	353.066	296.200	238.163	179.119	162.397	140.558	92.665	47.833	11.810	
	DL125	354.086	284.002	213.229	139.371	118.803	128.510	131.338	96.805	51.692	
	DL126	356.402	280.426	202.155	114.736	79.105	82.080	116.904	146.597	133.949	
	DL134	274.078	248.253	240.330	224.439	205.094	168.498	106.353	52.079	11.303	
	DL135	275.105	236.079	215.381	184.664	161.475	156.449	144.941	100.811	49.904	
	DL136	277.466	232.511	204.313	160.035	121.808	110.015	130.468	150.561	132.150	
	DL145	233.226	164.048	130.836	139.979	195.785	238.515	217.038	145.374	63.165	
	DL146	235.540	160.466	119.730	115.344	156.118	192.086	202.601	195.131	145.413	
	DL156	236.569	148.303	94.797	75.592	112.491	180.035	241.276	244.138	185.304	
	DL234	152.779	239.119	282.584	272.506	236.056	183.715	111.454	52.412	10.981	
	DL235	153.801	226.919	257.568	232.656	192.399	171.664	149.971	100.826	48.081	
	DL236	156.117	223.347	246.501	208.055	152.703	125.230	135.502	150.612	130.335	
	DL245	111.877	154.881	173.020	187.970	226.709	253.729	222.071	145.399	61.384	
	DL246	114.238	151.316	161.956	163.371	187.016	207.302	207.639	195.191	143.641	

좌측편재하	DL256	115.265	139.142	136.983	123.580	143.408	195.214	246.304	244.159	183.523	
	DL345	32.941	106.965	175.176	233.263	269.380	281.668	235.672	149.395	59.553	
	DL346	35.257	103.395	164.112	208.670	229.719	235.237	221.200	199.146	141.799	
	DL356	36.277	91.192	139.170	168.885	186.121	223.189	259.877	248.154	181.690	
	DL456	2.244	20.296	55.200	124.214	220.581	305.424	332.128	292.794	195.004	
	DL1234	326.373	319.942	301.062	249.972	203.247	153.128	91.947	43.242	9.242	
	DL1235	327.189	309.777	280.245	216.787	166.878	143.099	124.108	83.823	41.179	
	DL1236	329.174	306.790	271.026	196.276	133.778	104.373	112.030	125.255	109.698	
	DL1245	292.278	249.741	209.794	179.578	195.478	211.474	184.203	120.941	52.219	
	DL1246	294.226	246.774	200.537	159.033	162.381	172.789	172.174	162.429	120.792	
	DL1256	295.089	236.632	179.749	125.910	126.036	162.721	204.379	203.240	154.008	
	DL1345	226.465	209.791	211.578	217.305	231.041	234.765	195.527	124.270	50.720	
	DL1346	228.416	206.837	202.366	196.804	197.982	196.052	183.491	165.719	119.284	
	DL1356	229.278	196.691	181.573	163.649	161.639	186.019	215.707	206.571	152.508	
	DL1456	194.368	136.655	111.122	126.440	190.239	254.395	275.804	243.698	163.591	
	DL2345	125.372	202.192	246.754	257.338	256.789	247.436	199.732	124.309	49.214	
	DL2346	127.313	199.197	237.531	236.800	223.726	208.748	187.665	165.755	117.776	
	DL2356	128.176	189.055	216.743	203.679	187.386	198.690	219.912	206.610	151.003	
	DL2456	93.273	129.045	146.257	166.434	215.984	267.097	280.014	243.741	162.086	
	DL3456	27.462	89.102	148.075	204.163	251.544	290.353	291.332	247.067	160.586	
	DL12345	324.421	322.866	312.352	280.227	263.339	247.470	198.845	124.068	50.329	
	DL12346	326.372	319.911	303.141	259.730	230.288	208.796	186.819	165.548	118.859	
	DL12356	327.225	309.728	282.341	226.568	193.936	198.724	219.022	206.360	152.075	
	DL12456	292.321	249.722	211.860	189.358	222.539	267.108	279.162	243.530	163.169	
	DL13456	226.511	209.779	213.680	227.090	258.103	290.397	290.480	246.823	161.661	
	DL23456	125.408	202.141	248.847	267.089	283.878	303.063	294.651	246.857	160.153	
	DL123456	324.457	322.817	314.448	290.009	290.402	303.105	293.805	246.658	161.279	
ENV		412.999	416.536	375.823	344.974	325.473	345.488	377.053	427.743	403.126	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1386.117	1396.549	1343.641	1313.133	1304.276	1336.907	1400.081	1519.655	1562.241	

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

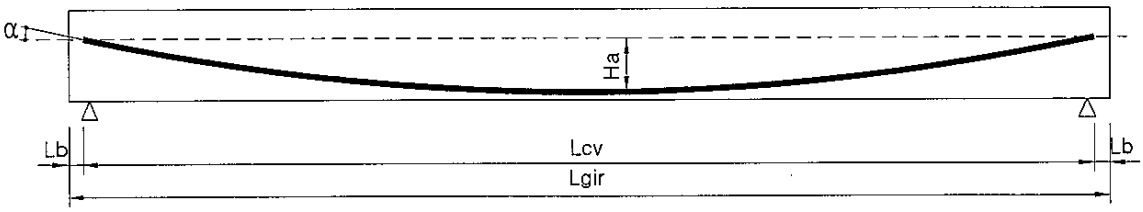
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}] =$ 177571 N

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

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

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 160823 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)

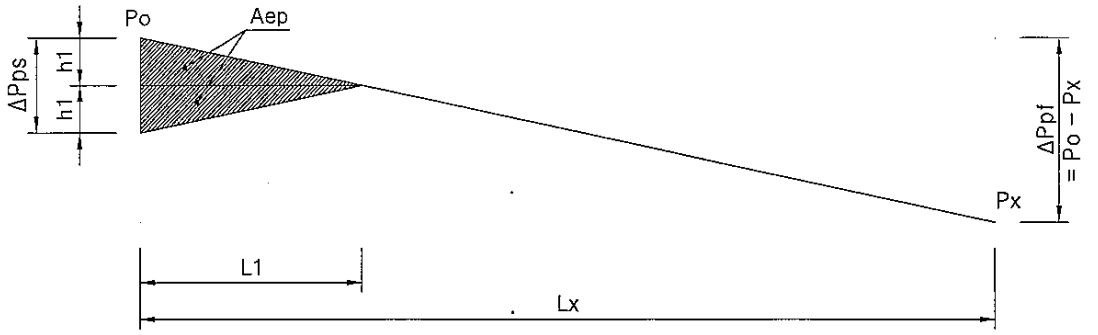
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

▷ 마찰손실량(ΔPpf) = Po - Px = Po · [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	447833
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	404363
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	360326
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	4110	1508400	19.158	157473	0
C2	19.565	4110	1508400	19.158	157473	0
T1	19.636	9043	1165080	11.351	205289	0
T2	19.610	22837	3162360	11.767	537476	0
T3	19.579	20653	3162360	12.374	511128	0
T4	19.566	18416	3162360	13.104	482656	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 : $fps4 \cdots fpsN$
…
⓫강선 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	3750000	-447833	0	3302167	-0.639012	4
T3	3750000	-404363	0	3345637	-0.639012	1
T4	3750000	-360326	0	3389674	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	8.095	16.192	-2.778	13.414	92.289	243.209
T4	8.202	7.990	-2.778	5.212	35.861	94.504
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.990	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-50.361
Σ	24.287	24.182	-8.333	15.849	109.039	287.352

Δfpe의 평균치 : 36.346 MPa

ΔPpe의 평균치 : 95.784 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	-555000	80411	0	0	-474589	0.91099	-432344
C2	-555000	80411	0	0	-474589	0.91099	-432344
PS강봉 소계(압축)					-949177	0.91099	-864688
T1	1110000	-177571	0	0	932429	-0.48901	-455969
T2	3750000	-447833	0	50361	3352529	-0.63901	-2142308
T3	3750000	-404363	0	-243209	3102428	-0.63901	-1982490
T4	3750000	-360326	0	-94504	3295170	-0.63901	-2105655
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					10682556	-0.61966	-6686422

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	-949	0.911	-864.69	
	강선	gs	10683	-0.620	-6686.42	
합성전 고정하중		bl			2954.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1291.60	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3275.70	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9733 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{949}{0.002514} = 377.556 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10683}{0.0088768} = -1203.424 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9733}{0.8384} + \frac{-7551}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.895	28.943	377.556	-1203.424	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{2954.60}{0.36826} \cdot y$$

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			8.496	-5.945	48.511	-31.146	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1291.60}{0.83812} \cdot y$$

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	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.034	
fal	MPa	1.199	0.866	0.962	-1.812	4.983	-10.318	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3275.7 + 0}{0.83812} \cdot y$$

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	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.034	
fll	MPa	3.041	2.196	2.441	-4.595	12.637	-26.168	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.4446} + n \cdot \frac{334.2}{0.8381} \cdot y$$

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	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.034	
fsh	MPa	0.109	0.023	0.025	-0.692	-0.159	4.117	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.59 - 7 \times 6.40 = 166.218$ Mpa

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

$fcds = fcbl + fcal = -4.81 + -1.59 = -6.40$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9733}{0.8384} + \frac{-7551}{0.33282} -0.620 = 25.668 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{2955}{0.36826} -0.600 = -4.811 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1292}{0.83812} -1.034 = -1.594 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -166.218 \times 0.0089 = -1475.480$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1475.480}{1.4446} + n \cdot \frac{1525.889}{0.8381} \cdot y$$

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	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.034	
fcr	MPa	0.497	0.104	0.115	-3.162	-0.726	18.802	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$= (\ 377.56 + 48.51 + 4.98\ ) \times 0.03 = 12.932$ Mpa

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -12.932 \times 0.0025 = -32.510$ kN

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-32.510}{1.4446} + n \cdot \frac{-16.236}{0.8381} \cdot y$$

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	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.034	
frgb	MPa	-0.035	-0.031	-0.035	0.000	-0.208	-0.016	

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	Δ fpf	Δ fpe	Δ fsh	Δ fcr	Δ frgs
T1	0.000971	182.893	0.000	36.400	166.218	12.067
T2	0.002635	169.936	19.110	36.400	166.218	11.063
T3	0.002635	153.441	-92.289	36.400	166.218	23.357
T4	0.002635	136.730	-35.861	36.400	166.218	18.884
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
∑	0.008877	643.001	-109.039	145.600	664.870	65.370
avg	0.002219	160.750	-27.260	36.400	166.218	16.343

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.343 \times 0.0089 = -145.07$ kN

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-145.07}{1.4446} + n \cdot \frac{150.03}{0.8381} \cdot y$$

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	0.864	0.624	0.624	-1.176	0.499	-1.034	
frgs	MPa	0.049	0.010	0.011	-0.311	-0.071	1.849	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 3.6826E+11 / 27804.0636 \times 2555712000 = 160.093$

$B = 1 + m = 1 + 160.093 = 161.093$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 160.093 \times 0.12 = -18.152 \ m$

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

$= 1.121 + 0.404 + 160.093 \times 0.005 + 160.093 \times 0.014$

$= 4.599$

$P = (1383.68 + 1131.92278) / 2 \times (138.7 \times 64)$

$= 11165251 \ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1415627.537 \ N$

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

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

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

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

$= -166725.587 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 92814.908 \ N$

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

$= 10458.523 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.511$ MPa

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

$= 2.807$ MPa

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

$= -6.342$ MPa

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

$= 1.800$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.142$ MPa

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

$= -0.206$ MPa

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

$= 0.414$ MPa

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

$= -0.117$ 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	2.511	2.807	-6.342	1.800	-5.593	1.457	
fsh2	MPa	-0.142	-0.206	0.414	-0.117	0.366	-0.095	
f2	MPa	2.368	2.600	-5.928	1.683	-5.228	1.362	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G8거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-949	0.911	-864.69	
	강선	gs	10683	-0.620	-6686.42	
합성전 고정하중		bl			3423.60	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2190.60	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2857.60	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9733 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{949}{0.002514} = 377.556 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10683}{0.0088768} = -1203.424 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9733}{0.8384} + \frac{-7551}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.895	28.943	377.556	-1203.424	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3423.60}{0.36826} \cdot y$$

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			9.845	-6.889	56.211	-36.090	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2190.60}{0.87113} \cdot y$$

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	0.834	0.594	0.594	-1.206	0.469	-1.065	
fal	MPa	1.888	1.344	1.494	-3.033	7.635	-17.331	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2857.6 + 0}{0.87113} \cdot y$$

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	0.834	0.594	0.594	-1.206	0.469	-1.065	
fll	MPa	2.462	1.754	1.949	-3.956	9.960	-22.609	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.5062} + n \cdot \frac{334.2}{0.8711} \cdot y$$

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	0.834	0.594	0.594	-1.206	0.469	-1.065	
fsh	MPa	0.095	0.012	0.013	-0.677	-0.224	4.033	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 17.59 - 7 \times 8.18 = 153.824$ Mpa

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

$fcds = fcbl + fcal = -5.57 + -2.60 = -8.18$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9733}{0.8384} + \frac{-7551}{0.33282} \quad -0.620 = 25.668 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3424}{0.36826} \quad -0.600 = -5.575 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2191}{0.87113} \quad -1.034 = -2.601 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -153.824 \times 0.0089 = -1365.465$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1365.465}{1.5062} + n \cdot \frac{1412.116}{0.8711} \cdot y$$

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	0.834	0.594	0.594	-1.206	0.469	-1.065	
fcr	MPa	0.401	0.051	0.056	-2.862	-0.947	17.041	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 377.56\ + 56.21\ + 7.64\ ) \times\ 0.03\ =\ 13.242\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.242 \times 0.0025 = -33.291\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-33.291}{1.5062} + n \cdot \frac{-16.626}{0.8711} \cdot y$$

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	0.834	0.594	0.594	-1.206	0.469	-1.065	
frgb	MPa	-0.034	-0.030	-0.033	0.001	-0.201	-0.012	

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	182.893	0.000	36.400	153.824	12.686
T2	0.002635	169.936	19.110	36.400	153.824	11.682
T3	0.002635	153.441	-92.289	36.400	153.824	23.977
T4	0.002635	136.730	-35.861	36.400	153.824	19.504
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008877	643.001	-109.039	145.600	615.296	67.849
avg	0.002219	160.750	-27.260	36.400	153.824	16.962

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.962 \times 0.0089 = -150.57\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-150.57}{1.5062} + n \cdot \frac{155.71}{0.8711} \cdot y$$

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	0.834	0.594	0.594	-1.206	0.469	-1.065	
frgs	MPa	0.044	0.006	0.006	-0.316	-0.104	1.879	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.3682644 / 27804.0636 \times 0.00285638 = 143.241$

$B = 1 + m = 1 + 143.241 = 144.241$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 143.241 \times 0.12 = -16.130 \ m$

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

$= 1.121 + 0.404 + 143.241 \times 0.005 + 143.241 \times 0.014$

$= 4.275$

$P = (1383.68 + 1145.4602) / 2 \times 138.7 \times 64 = 11225336 \ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1634386.892 \ N$

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

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

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

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

$= -193269.902 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 95890.368 \ N$

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

$= 10723.082 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = - N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.626$ MPa

$f_{C2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.867$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -7.324$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 2.080$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.128$ 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

$= 0.428$ 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	2.626	2.867	-7.324	2.080	-6.460	1.683	
fsh2	MPa	-0.128	-0.194	0.428	-0.121	0.377	-0.098	
f2	MPa	2.498	2.672	-6.896	1.959	-6.082	1.585	

10.3 G9거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN·m)	저항단면
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-949	0.911	-864.69	
	강선	gs	10683	-0.620	-6686.42	
합성전 고정하중		bl			3285.20	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2659.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3366.90	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 9733 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{949}{0.002514} = 377.556 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-10683}{0.0088768} = -1203.424 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9733}{0.8384} + \frac{-7551}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.895	28.943	377.556	-1203.424	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{3285.20}{0.36826} \cdot y$$

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			9.447	-6.611	53.939	-34.631	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2659.50}{0.87169} \cdot y$$

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	0.833	0.593	0.593	-1.207	0.468	-1.065	
fal	MPa	2.289	1.630	1.811	-3.681	9.254	-21.038	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3366.9 + 0}{0.87169} \cdot y$$

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	0.833	0.593	0.593	-1.207	0.468	-1.065	
fll	MPa	2.897	2.063	2.292	-4.660	11.715	-26.634	

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

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-323.1}{1.5072} + n \cdot \frac{334.2}{0.8717} \cdot y$$

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	0.833	0.593	0.593	-1.207	0.468	-1.065	
fsh	MPa	0.095	0.012	0.013	-0.677	-0.225	4.031	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 17.59 - 7 \times 8.50 = 151.519$ Mpa

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

$fcds = fcbl + fcal = -5.35 + -3.16 = -8.50$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{9733}{0.8384} + \frac{-7551}{0.33282} \quad -0.620 = 25.668 \text{ MPa}$$

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

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{3285}{0.36826} \quad -0.600 = -5.349 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2660}{0.87169} \quad -1.034 = -3.155 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -151.519 \times 0.0089 = -1345.003$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1345.003}{1.5072} + n \cdot \frac{1390.955}{0.8717} \cdot y$$

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	0.833	0.593	0.593	-1.207	0.468	-1.065	
fcr	MPa	0.394	0.049	0.055	-2.818	-0.937	16.780	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$= (\ 377.56 + 53.94 + 9.25\ ) \times 0.03 = 13.222$ Mpa

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.222 \times 0.0025 = -33.241$ kN

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-33.241}{1.5072} + n \cdot \frac{-16.602}{0.8717} \cdot y$$

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	0.833	0.593	0.593	-1.207	0.468	-1.065	
frgb	MPa	-0.034	-0.030	-0.033	0.001	-0.201	-0.011	

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	182.893	0.000	36.400	151.519	12.802
T2	0.002635	169.936	19.110	36.400	151.519	11.798
T3	0.002635	153.441	-92.289	36.400	151.519	24.092
T4	0.002635	136.730	-35.861	36.400	151.519	19.619
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008877	643.001	-109.039	145.600	606.076	68.310
avg	0.002219	160.750	-27.260	36.400	151.519	17.078

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -17.078 \times 0.0089 = -151.59$ kN

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-151.59}{1.5072} + n \cdot \frac{156.77}{0.8717} \cdot y$$

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	0.833	0.593	0.593	-1.207	0.468	-1.065	
frgs	MPa	0.044	0.006	0.006	-0.318	-0.106	1.891	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.3682644 / 27804.0636 \times 0.00285638 = 143.241$

$B = 1 + m = 1 + 143.241 = 144.241$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.05895841 - 143.241 \times 0.12 = -16.130 \ m$

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

$= 1.121 + 0.404 + 143.241 \times 0.005 + 143.241 \times 0.014$

$= 4.275$

$P = (1383.68 + 1147.97798) / 2 \times 138.7 \times 64 = 11236511 \ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1581811.055 \ N$

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

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

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

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

$= -186607.696 \ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 95890.368 \ N$

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

$= 10723.082 \ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.523$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.793$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -7.087$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 2.012$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.128$ 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

$= 0.428$ 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	2.523	2.793	-7.087	2.012	-6.251	1.628	
fsh2	MPa	-0.128	-0.194	0.428	-0.121	0.377	-0.098	
f2	MPa	2.395	2.599	-6.660	1.891	-5.873	1.530	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.818

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			-11.895	28.943	377.556	-1203.424	
계				1.614	18.980	377.556	-1203.424	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.496	-5.945	48.511	-31.146	
4	fal	1.199	0.866	0.962	-1.812	4.983	-10.318	
5	fll	3.041	2.196	2.441	-4.595	12.637	-26.168	
6	fsh	0.109	0.023	0.025	-0.692	-0.159	4.117	
7	fcr	0.497	0.104	0.115	-3.162	-0.726	18.802	
8	frgb	-0.035	-0.031	-0.035	0.000	-0.208	-0.016	
9	frgs	0.049	0.010	0.011	-0.311	-0.071	1.849	
10	f2	2.368	2.600	-5.928	1.683	-5.228	1.362	
계		7.228	5.769	7.703	4.147	437.295	-1244.942	
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)	-474.589	-474.589	932.429	3352.529	3102.428	3295.170	±0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	±0.0000
fps	(MPa)	-377.556	-377.556	960.376	1272.162	1177.258	1250.397	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~G8거더 응력산출

1) G2~G8거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.828

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			-11.895	28.943	377.556	-1203.424	
계				1.614	18.980	377.556	-1203.424	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.845	-6.889	56.211	-36.090	
4	fal	1.888	1.344	1.494	-3.033	7.635	-17.331	
5	fll	2.462	1.754	1.949	-3.956	9.960	-22.609	
6	fsh	0.095	0.012	0.013	-0.677	-0.224	4.033	
7	fcr	0.401	0.051	0.056	-2.862	-0.947	17.041	
8	frgb	-0.034	-0.030	-0.033	0.001	-0.201	-0.012	
9	frgs	0.044	0.006	0.006	-0.316	-0.104	1.879	
10	f2	2.498	2.672	-6.896	1.959	-6.082	1.585	
계		7.354	5.809	8.047	3.208	443.804	-1254.927	
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)	-474.589	-474.589	932.429	3352.529	3102.428	3295.170	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	0.00000
fps	(MPa)	-377.556	-377.556	960.376	1272.162	1177.258	1250.397	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 G9거더 응력산출

1) G9거더 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			-11.895	28.943	377.556	-1203.424	
계				1.614	18.980	377.556	-1203.424	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.447	-6.611	53.939	-34.631	
4	fal	2.289	1.630	1.811	-3.681	9.254	-21.038	
5	fll	2.897	2.063	2.292	-4.660	11.715	-26.634	
6	fsh	0.095	0.012	0.013	-0.677	-0.225	4.031	
7	fcr	0.394	0.049	0.055	-2.818	-0.937	16.780	
8	frgb	-0.034	-0.030	-0.033	0.001	-0.201	-0.011	
9	frgs	0.044	0.006	0.006	-0.318	-0.106	1.891	
10	f2	2.395	2.599	-6.660	1.891	-5.873	1.530	
계		8.080	6.328	8.545	2.109	445.122	-1261.505	
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)	-474.589	-474.589	932.429	3352.529	3102.428	3295.170	0.000
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00264	0.00264	0.00264	0.00000
fps	(MPa)	-377.556	-377.556	960.376	1272.162	1177.258	1250.397	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	2954.60	30891	0.3683	41.15
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8381	10.68
프리스트레스 도입직후	-7551.11	30891	0.3328	-116.37
프리스트레스 손실	1045.27	30891	0.8381	6.40
활하중	3275.70	30891	0.8381	20.05

(2) G2~G8 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	3423.60	30891	0.3683	47.68
합성후 고정하중	2190.60	30891	0.8711	13.57
프리스트레스 도입직후	-7551.11	30891	0.3328	-116.37
프리스트레스 손실	1045.27	30891	0.8381	6.40
활하중	2857.60	30891	0.8381	17.49

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, $h = 2 \times Ac \times EA / u \times EA$

$= (2 \times$거더단면적(mm^2) $\times$거더갯수) / (거더단면둘레(mm) $\times$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

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

$= 1.464 \times 2.425 \times 0.482 = 1.711$

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

$= 1.711 \times 0.47 = 0.804$

(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, $h = 2 \times Ac \times EA / u \times EA$

$= (2 \times$거더단면적(m^2) $\times$거더갯수) / (거더단면둘레(m) $\times$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

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

$= 1.217 \times 2.425 \times 0.391 = 1.154$

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

$= 1.154 \times 0.98 = 1.131$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

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

= 0.804 × (66.88 + -116.37) = -39.78 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

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

= 1.131 × (66.88 + 41.15 + 10.68 + -109.97)

= 9.89 mm

(4) G2~G8 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

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

= 0.804 × (66.88 + -116.37) = -39.78 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

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

= 1.131 × (66.88 + 47.68 + 13.57 + -109.97)

= 20.54 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G8 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-49.48	-49.48	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-89.27	-89.27	
바닥판 타설 후	-48.12	-41.59	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-21.16	-1.08	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	20.05	17.49	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

δv = 20.05 < δa = 48.75 ---------- O.K

(2) G2~G8 거더

δv = 17.49 < δa = 48.75 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 18204945.0 N·m

2) 단면 제원

b =	2750.0	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) = 0.001700

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)] = 1825.7 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 256.8 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 256.8 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.115

qp (=0.115) < 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)] = 36922.84 kN·m

Φ·Mn (=36922.842) > Mu (=18204.945) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2·Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -18943.409 kN·m

fpe = 23.677 MPa

fd = Md1 / Zbo = -9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.436 m^3

1.2·Mcr (=-18943.409 < Φ·Mn (=36922.842) ---------- 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	475.80	3.92
합성전	295.80	1.50
합성후	149.15	7.68
활하중	401.18	14.07

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2059.5 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) = 7351.8 kN · m

fpe = 23.677 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 42.18 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 = 1440.97 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 251967.22 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1020.02 kN

∴ Vci = 251967.22 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 9038332 N = 9038.33 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11631733 / 838423 = 13.873 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10682556 × 0.1995 = 2130795.19 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 9038.3 kN

3) øVc = 0.80 × 9038.3 = 7230.7 kN

1/2 øVc = 3,615.333 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

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	454.52	251.92
합성전	287.66	180.93
합성후	144.53	66.03
활하중	211.91	155.16

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1608.3 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) = 7351.8 kN·m

fpe = 23.677 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.436 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 654.64 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 = 1017.45 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 11971.79 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 11971.79 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3857679.39 N = 3857.68 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11631733 / 838423 = 13.873 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10682556 × 0.1995 = 2130795.19 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3857.7 kN

3) øVc = 0.80 × 3857.7 = 3086.1 kN

1/2 øVc = 1,543.072 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 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	333.96	1806.40
합성전	228.50	1191.30
합성후	110.91	583.95
활하중	184.43	828.00

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1271.9 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 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 7351.8 kN · m

fpe = 23.677 MPa

fd = Md1 / Zbo = 9.963 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.4356 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 4088.03 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 = 837.76 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1931.63 kN > 0.14 √fck × bw × d = 255.01 kN

∴ Vci = 1931.63 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3857679.39 N = 3857.68 kN

fpc = Pe1 / Ac = 11631733 / 838423 = 13.873 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 10682556 × 0.1995 = 2130795.19 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1931.6 kN

3) øVc = 0.80 × 1931.6 = 1545.3 kN

1/2 øVc = 772.650 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

Avall = 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

$vd = 920.8 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.705$ 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 = 401.2 x 1000 /{ 0.800 x 1.632) = 0.307 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 0.705 + 2.15 x 0.307

= 1.577 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(0.705 + 0.307 + 0.054)

= 1.386 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 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

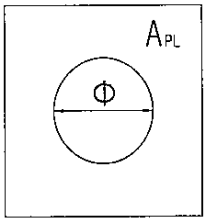
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

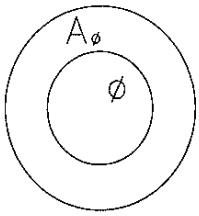
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

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	15.2/19연선	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	3,750,000	3,352,529	2,742,544
T3	3,750,000	3,102,428	2,537,949
T4	3,750,000	3,295,170	2,695,622
T5	-	-	-

* 유효 프리스트레스(Pe) = 초기프리스트레스(Pi) × 유효율

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$f_{ap} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(A_b' / A_b) - 0.2} \leq 1.1 \times f_{ci}$

- f_{ci} = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- A_b' = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- A_b = 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	3,750,000	0.115	32.6	34.1	O.K
T3	15.2/19연선	3,750,000	0.115	32.6	34.1	O.K
T4	15.2/19연선	3,750,000	0.115	32.6	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	3,352,529	0.115	29.2	31.7	O.K
T3	15.2/19연선	3,102,428	0.115	27.0	31.7	O.K
T4	15.2/19연선	3,295,170	0.115	28.7	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) = 11250000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 11250000 × { 1 - (945 / 1800) }

+ 0.5 × 11250000 × sin 0.12467

= 2037207.0 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 2037207.02 / (0.8 × 300.0) = 10186.0 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 × 2037207.020 = 40744.140 N

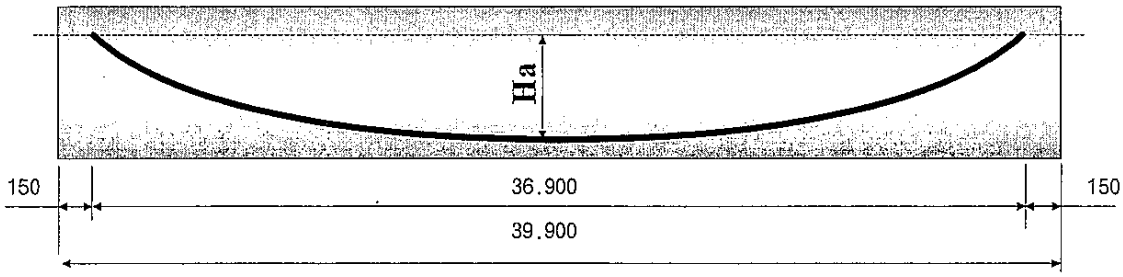
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 40744.140 / 180 = 226.356 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	0.0026353	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	-555.00	-474.59	39.130	-80.127
C2	4	-555.00	-474.59	39.130	-80.127
T1	4	1110.00	932.43	39.272	206.537
T2	4	3750.00	3352.53	39.219	264.254
T3	1	3750.00	3102.43	39.157	254.548
T4	2	3750.00	3295.17	39.131	261.531
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음의 설계 (복현2교 A1)

가) 신축량 계산 (BICON 거더교)

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$ -신축거더의 길이는 고정단으로부터의 거리(도로교 설계기준 2005 2.4.2.2)

여기서, ΔT : 온도변화 (40 ℃) -콘크리트교의 경우 온도변화 40℃(도로설계요령 6.2.2)

α : 선팽창계수(0.00001) 강교:1.2*10⁻5 콘크리트교:1.0*10⁻5

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 40 = 0.0160 m

② 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 40 = 0.004 m

③ creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 40 = 0.008 m

④ 신축 여유량

(16 mn+ 4.000 mn + 8.000 mn) × 20 % + 10.0 mn = 15.6 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 16 mn + 4.000 mn + 8.000 mn + 15.6 = 43.6 mm

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	16.0	4.0	8.0	15.6	43.6	

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. 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	702.185	O.K
	허용인발력(kN/EA)	208.4	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	110.674	O.K
	전단응력(MPa)	80	14.792	O.K
	수평변위(mm)	15	7.649	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	971.513	O.K
	허용인발력(kN/EA)	312.6	-68.261	O.K
	휨응력(MPa)	210	124.908	O.K
	전단응력(MPa)	120	21.742	O.K
	수평변위(mm)	15	6.335	O.K

■ 단면 휨 설계

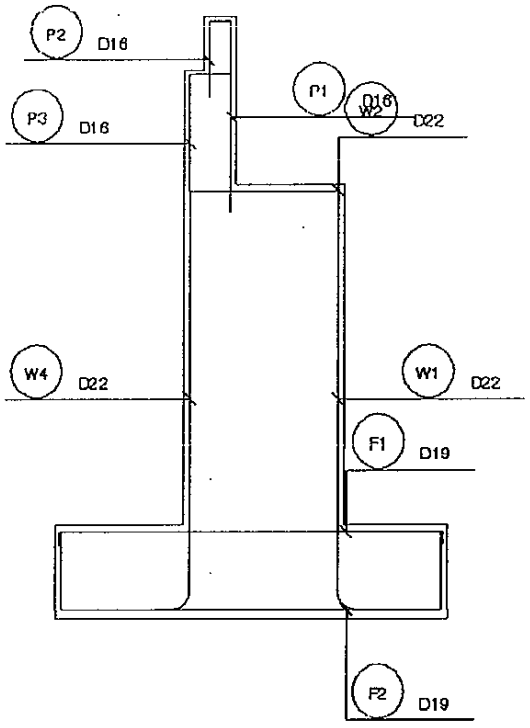
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1400	150	1860.01	2292	586.393	720.725	1.229	O.K
후면저판		1400	100	1403	2292	461.404	749.948	1.625	O.K
벽체 : H=8.336		2500	100	2262.82	3096.8	1375.245	1877.26	1.365	O.K
흉벽		800	80	722.896	1588.8	131.744	286.971	2.178	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	2868.74	5139.2	379.595	658.147	1.734	O.K
	A(T=700 mm)	700	80	4196.15	5139.2	630.397	762.986	1.21	O.K
	화부(T=620	620	80	3823.85	5139.2	499.128	658.147	1.319	O.K
	B(T=700 mm)	700	80	2076.28	6353.6	320.177	928.814	2.901	O.K
	C(T=700 mm)	700	80	5263.46	6353.6	780.208	928.814	1.19	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	4095.77	5139.2	354.982	435.362	1.226	O.K
	A(T=650 mm)	650	80	5473.41	6353.6	739.389	847.805	1.147	O.K
	화부(T=450	450	80	3420.06	6353.6	300.751	523.772	1.742	O.K
	B(T=650 mm)	650	80	1985.74	4053.6	281.234	558.381	1.985	O.K
	C(T=650 mm)	650	80	3203.69	4053.6	446.412	558.381	1.251	O.K

■ 사용성 검토

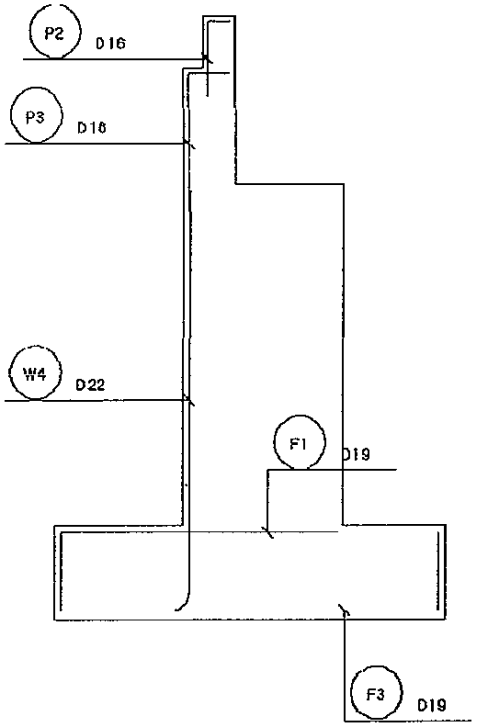
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		139.564	150	125	213.008	O.K
후면저판		86.616	150	125	682.935	O.K
벽체 : H=8.336		86.701	150	125	685.798	O.K
흉벽		71.587	150	125	880.047	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	89.547	150	125	703.538	O.K
	A(T=700 mm)	128.717	150	125	448.058	O.K
	화부(T=620	117.745	150	125	505.066	O.K
	B(T=700 mm)	53.396	150	125	1179.866	O.K
	C(T=700 mm)	130.115	150	125	445.232	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	124.522	150	125	468.668	O.K
	A(T=650 mm)	134.669	150	125	424.766	O.K
	화부(T=450	86.323	150	125	729.819	O.K
	B(T=650 mm)	78.67	150	125	800.817	O.K
	C(T=650 mm)	124.875	150	125	461.881	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

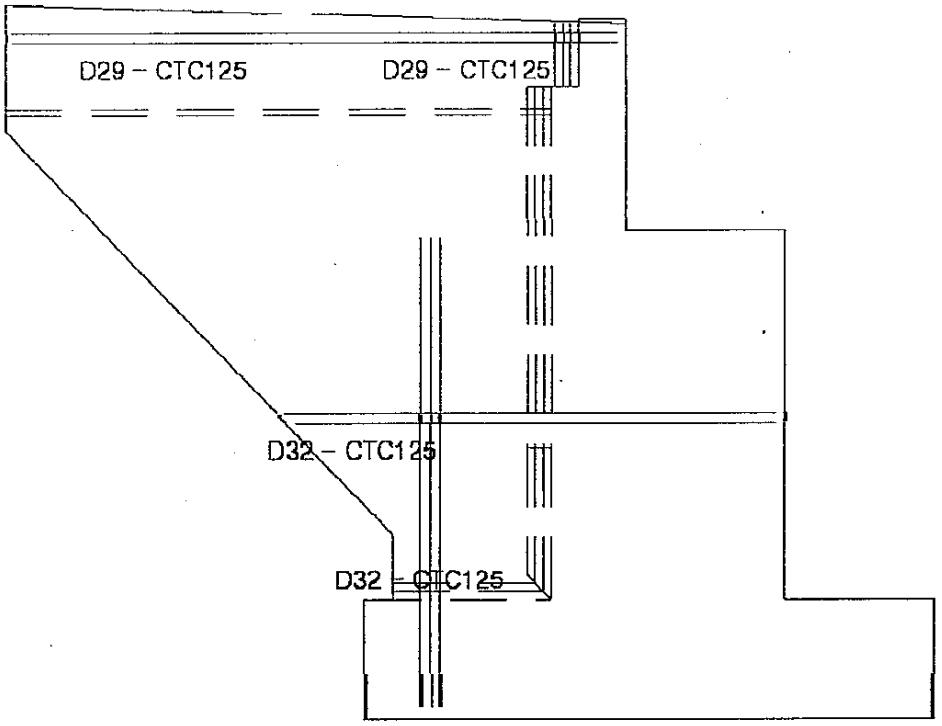


- ② Cycle (CTC = 250)

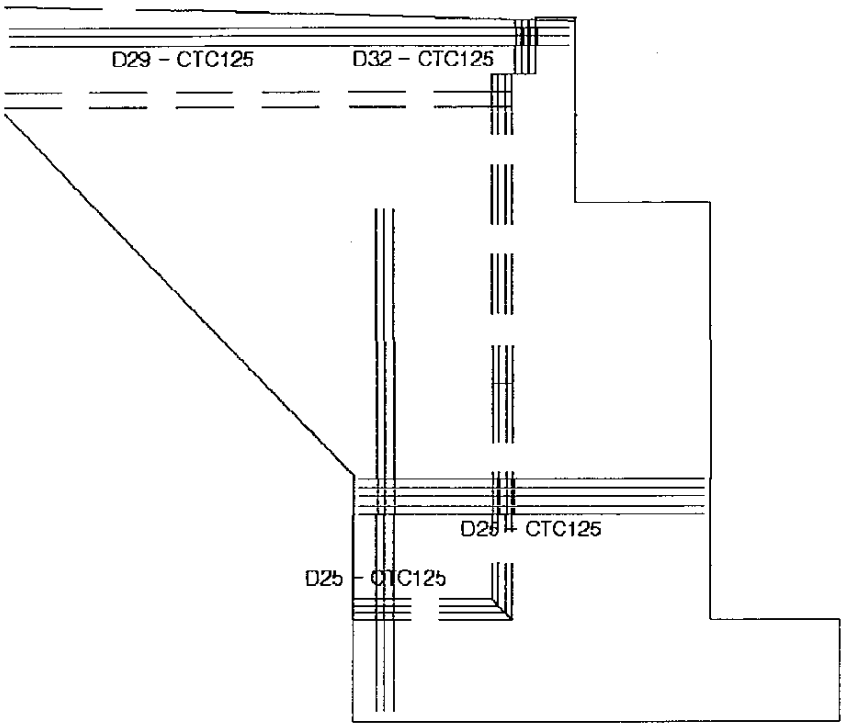


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식 : 역T형 교대
(2) 상 부 형 식 : IPC GIRDER
(3) 교 량 등 급 : 1 등교
(4) 교 대 총 폭 : B = 28.257 M
(5) 교 대 총높이 : H = 9.736 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 119.998 °

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 = 317.500 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 99.930 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : $\Phi 1$ = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 25.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : $\Phi 2$ = 34.365 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.423 : TAN(2/3 · $\Phi 2$) : 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]

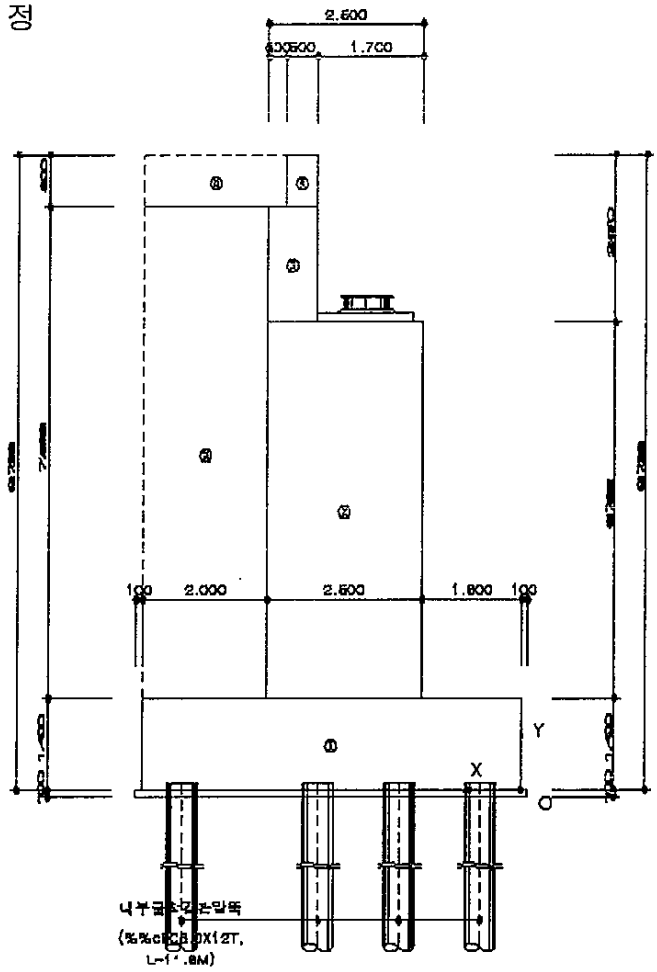
5) 설 계 방 법

(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 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
고정하중	962.862	988.161	966.286	961.757	962.678
활하중	328.191	365.981	351.156	324.095	324.265
구 분	6	7	8	9	계
고정하중	959.439	978.588	1022.444	1169.234	8971.449
활하중	339.890	333.636	279.978	176.476	2823.668

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
교축방향	177.937	182.612	178.570	177.733	177.903
직각방향	177.937	182.612	178.570	177.733	177.903
구 분	6	7	8	9	계
교축방향	177.304	180.843	188.948	216.074	1657.924
직각방향	177.304	180.843	188.948	216.074	1657.924

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

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	6.100 × 1.400	= 8.540	25.000	213.500	16.439
	②	2.500 × 5.765	= 14.413	25.000	360.323	27.745
	③	0.800 × 1.770	= 1.416	25.000	35.408	2.726
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 24.769		619.230	47.681
뒷채움재	ⓐ	2.000 × 7.536	= 15.071	20.000	301.422	23.210
	ⓑ	2.300 × 0.800	= 1.840	20.000	36.800	2.834
	소계		= 16.911		338.222	26.043
총 계					957.453	73.724

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	3.050	0.700	651.175	11.508
	②	2.850	4.283	1026.919	118.819
	③	3.700	8.050	131.009	21.949
	④	3.550	9.336	35.500	7.188
	소 계			1844.604	159.464
뒷채움재	ⓐ	5.100	5.168	1537.254	119.942
	ⓑ	4.950	9.336	182.160	26.453
	소 계			1719.414	146.395
총 계				3564.017	305.859

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1844.604 / 619.230 = 2.979 m
  Y = 159.464 / 47.681 = 3.344 m
- 뒷채움재 : X = 1719.414 / 338.222 = 5.084 m
  Y = 146.395 / 26.043 = 5.621 m

2) 배면토에 의한 토압

'i) 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)

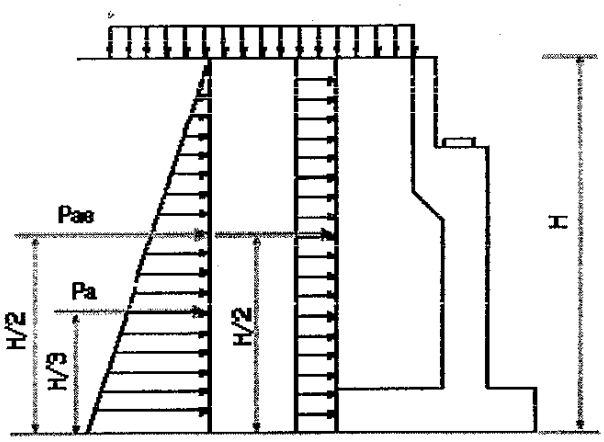
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 9.736 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)
= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 9.736^2 x cos(0.000)
= 256.857 kN
y = H / 3 = 3.245 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 9.736 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 9.736^2 x cos(0.000)
= 297.613 kN
y = H / 2 = 4.868 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 8.336 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ + β)
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 8.336^2 x cos(11.667 + 0.000)
= 170.796 kN
y = H / 3 = 2.779 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.336 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ + β)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.336^2 x cos(0.000 + 0.000)
= 218.172 kN
y = H / 2 = 4.168 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 8971.449 ÷ (24.470 / sin119.998) = 317.500 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2823.668 ÷ (24.470 / sin119.998) = 99.930 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.7$

$= 0.010170$ m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 28.257 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2875.800 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2875.800 \times 0.010170 \times 9 / 28.257$

$= 9.316$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

$Fm = \sum H \div (24.470 / \sin 120.0)$

$= 58.674$ kN/m

: ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1657.924 kN 임. 『지진하중 집계표』 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 2.300 = 23.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 9.736 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 9.736 \times \cos 0.000$

$= 26.383$ kN

$y = H / 2 = 4.868$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 8.336 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 8.336 \times \cos 11\ 667$

$= 20.490$ kN

$y = H / 2 = 4.168$ 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)	619.230	-	2.979	3.344	1844.602	-
2. 교대구체(지진시)	619.230	47.681	2.979	3.344	1844.602	159.465
3. 뒷채움재(평상시)	338.222	-	5.084	5.621	1719.412	-
4. 뒷채움재(지진시)	338.222	26.043	5.084	5.621	1719.412	146.394
5. 배면토압(평상시)	-	256.857	-	3.245	-	833.549
6. 배면토압(지진시)	-	297.613	-	4.868	-	1448.714
7. 뒷채움 상재하중	23.000	26.383	4.950	4.868	113.850	128.427
8. 상부 고정하중반력	317.500	-	2.512	-	797.560	-
9. 상부 활하중반력	99.930	-	2.512	-	251.024	-
10. 교량받침마찰력	-	9.316	-	7.565	-	70.477
11. 상부관성력	-	58.674	-	7.565	-	443.878

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)	980.452	283.240	3677.864	961.976
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	957.452	256.857	3564.014	833.549
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	957.452	371.337	3564.014	1754.573
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1397.882	392.556	4726.448	1032.453
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1274.952	266.173	4361.574	904.026
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1274.952	480.011	4361.574	2198.451

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(= 2.825) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	18.000	11.700	-
2 열	1.950	18.000	35.100	-
3 열	3.250	18.000	58.500	-
4 열	5.450	18.000	98.100	-
계	-	72.000	203.400	2.825

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	27704.632	8003.513	0.055	1523.755
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	27054.721	7258.008	-0.027	-730.477
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	27054.721	10492.870	0.935	25296.164
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	39439.952	8266.755	0.182	7198.991
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	36026.319	7521.250	0.113	4070.974
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	36026.319	12150.821	1.128	40637.687

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 28.257 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.

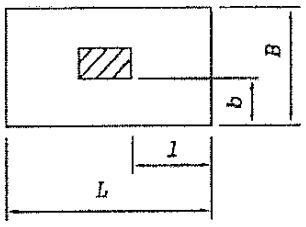
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 228687.972 x 72 / (28.257 x 6.100) = 95527.173 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 28.257 m)
B : 확대기초의 폭 (= 6.100 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 72 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.400 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴√[(3 x 95527.173) / (26986000.000 x 1.400³)] = 0.249 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 2.000) = 2.000
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.050, 뒷굽기준으로 검토

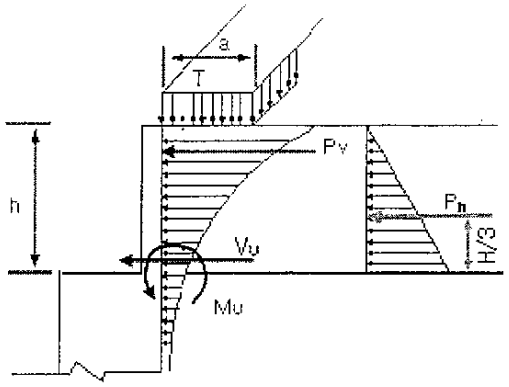


$\beta\lambda$ = 0.249 x 2.000 = 0.499 ≤ 1.0, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 옹벽 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 (2.570 - 0.36) = 63.581 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 2.570^2 x cos11.667 = 16.241 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.570 x 16.241 = 13.915 kN.m

설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 16.241 = 76.509 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 63.581 + 1.70 x 13.915 = 131.744 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.770 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.726 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.726 + 0.770 = 3.496 kN

Mw = 2.726 x 1.770/2 + 0.770 x (1.770 + 0.800/2) = 4.085 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 2.570^2 x cos0.000 = 20.746 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 2.570 x 20.746 = 26.662 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.496 + 1.00 x 20.746 = 24.242 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 4.085 + 1.00 x 26.662 = 30.747 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	76.509	131.744	
지진시	24.242	30.747	
설계단면력	76.509	131.744	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 8.336 m 「하중계산 참조」

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	31.241	3.336	-	1.000	31.241	104.218
2. 배면토압(평상시)	170.796	2.779	1.700	-	290.353	806.752
3. 배면토압(지진시)	218.172	4.168	-	1.000	218.172	909.293
4. 뒷채움 상재하중	20.490	4.168	1.700	-	34.833	145.176
5. 교량받침마찰력	9.316	6.165	1.300	-	12.111	74.665
6. 상부관성력	58.674	6.165	-	1.000	58.674	361.735

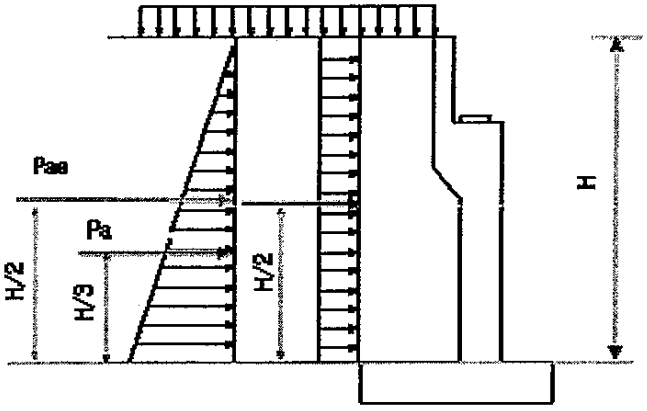
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.400 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 31.241 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.400) ~ H④ x (y④ - 1.400)] = 104.218 kN.m

y = Mo / Ho = 104.218 / 31.241 = 3.336



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 8.336 m)	337.297	1926.593	
지진시(H = 8.336 m)	308.087	1375.245	
설계단면력	337.297	1375.245	

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)	619.230	-	2.979	3.344	1844.602	-
2. 교대구체(지진시)	619.230	47.681	2.979	3.344	1844.602	159.465
3. 뒷채움재(평상시)	338.222	-	5.084	5.621	1719.412	-
4. 뒷채움재(지진시)	338.222	26.043	5.084	5.621	1719.412	146.394
5. 배면토압(평상시)	-	256.857	-	3.245	-	833.549
6. 배면토압(지진시)	-	297.613	-	4.868	-	1448.714
7. 토압의 연직분력	38.077	-	5.433	-	206.885	-
8. 뒷채움 상재하중	23.000	26.383	4.950	4.868	113.850	128.427
9. 상부 고정하중반력	317.500	-	2.512	-	797.560	-
10. 상부 활하중반력	99.930	-	2.512	-	251.024	-
11. 교량받침마찰력	-	9.316	-	7.565	-	70.477
12. 상부관성력	-	58.674	-	7.565	-	443.878

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+	1358.869	481.508	5229.700	1635.359
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1309.419	436.657	4984.923	1417.033
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	957.452	371.337	3564.014	1754.573
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1986.468	493.619	6806.230	1726.979
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1722.169	448.768	6021.751	1508.653
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1274.952	430.011	4361.574	2198.451

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(=2.825) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

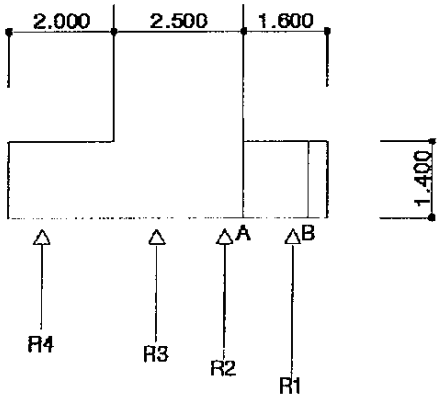
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	38397.547	13605.972	0.180	6911.558
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	37000.239	12338.614	0.100	3700.024
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	27054.721	10492.870	0.935	25296.164
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	56131.626	13948.186	0.268	15043.276
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	48663.315	12680.829	0.204	9927.316
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	36026.319	12150.821	1.128	40637.687

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(28.257 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 18본 / 28.257 (kN/m)
R2 = Ru2 x 18본 / 28.257 (kN/m)
R3 = Ru3 x 18본 / 28.257 (kN/m)
R4 = Ru4 x 18본 / 28.257 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	741.330	616.990	520.310	453.100
COMB 2	679.200	580.390	506.940	470.960
COMB 3	694.570	504.020	328.240	82.220
COMB 4	1065.210	894.510	751.340	605.040
COMB 5	901.450	766.630	657.230	560.680
COMB 6	971.510	689.910	424.020	28.810

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.400 x 0.350 x 25.000 = 12.250 kN

Ma = 1.400 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 44.800 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

Ma = R1 x 0.950

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	448.630	15.925	390.390
COMB 2	0.000	411.031	15.925	352.791
COMB 3	0.000	420.333	12.250	375.533
COMB 4	0.000	644.633	15.925	586.393
COMB 5	0.000	545.530	15.925	487.290
COMB 6	0.000	587.928	12.250	543.128

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

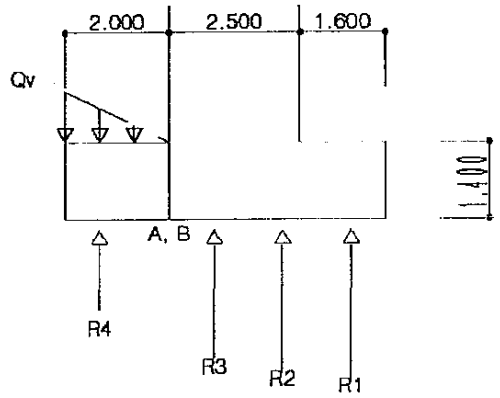
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 18본 / 28.257 (kN/m)

R2 = Ru2 x 18본 / 28.257 (kN/m)

R3 = Ru3 x 18본 / 28.257 (kN/m)

R4 = Ru4 x 18본 / 28.257 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	599.750	560.030	492.650	282.230
COMB 2	549.470	528.200	481.590	314.380
COMB 3	618.980	473.610	313.460	-9.010
COMB 4	924.240	837.790	723.800	434.910
COMB 5	771.330	714.280	631.800	403.640
COMB 6	891.090	657.550	408.300	-68.260

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.400 x 2.000 x 25.000 = 70.000 kN

Ma = 1.400 x 2.000 x 25.000 x 2.000 / 2 = 70.000 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 338.222 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 338.222 kN

Ma = 338.222 x (5.084 - 4.100) = 332.702 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 2.000 = 20.000 kN

Ma = 10.000 x 2.000 x 2.000 / 2 = 20.000 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 8.336^2 x sin11.667

= 38.077 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 38.077 / 2.000

= 38.077 kN

Vb = 38.077 x 2.000 / 2 = 38.077 kN

Ma = 38.077 x 2.000 x 2.000 / 3 = 50.769 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4

Ma = R4 x 1.350

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	179.786	242.712	458.633	410.108
COMB 2	200.267	270.360	395.153	339.460
COMB 3	-5.740	-7.748	413.962	410.451
COMB 4	277.047	374.013	361.373	278.807
COMB 5	257.127	347.121	338.292	262.698
COMB 6	-43.483	-58.702	451.705	461.404

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)
1000.00	1400.00	1250.00	150.00	586.39	15.93

* 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 (1250.00 - 39.654) / 39.654 = 0.09157

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1860.014 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.232]

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 = 1860.014 mm²

ρmin = Max(1860.014, 1800.000) / bd = 0.00149

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00183

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 (1250.00 - a/2) = 720.725 kN.m

≥ Mu (= 586.393 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.229]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1250.00 = 816.497 kN

≥ Vu (= 15.925 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 1400.0 x 1000.0 = 2100.000 ㎟ > 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)
1000.00	1400.00	1300.00	100.00	461.40	458.63

* 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 (1300.00 - 39.654) / 39.654 = 0.09535

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1403.002 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 1.634]

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 = 1403.002 mm²

ρmin = Max(1403.002, 1800.000) / bd = 0.00138

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 ≥ 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 (1300.00 - a/2) = 749.948 kN.m

≥ Mu (= 461.404 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.625]

* 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1300.00 = 849.156 kN

≥ Vu (= 458.633 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 1400.0 x 1000.0 = 2100.000 ㎟ < 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (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 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=8.336

* 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)
1000.00	2500.00	2400.00	100.00	1375.25	337.30

* 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 (2400.00 - 53.578) / 53.578 = 0.13138

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

식 ②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2262.820 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.369]

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 = 0.00129

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) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (2400.00 - a/2) = 1877.260 kN.m

≥ Mu (= 1375.245 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.365]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2400.00 = 1567.673 kN

≥ Vu (= 337.297 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 2500.0 x 1000.0 = 3750.000 ㎟ > 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	131.74	76.51

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 722.896 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.198]

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 (= 131.744 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.178]

* 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 (= 76.509 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ 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

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 (2.570 - 0.36) = 63.581 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 2.570^2 x cos11.667 = 16.241 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.570 x 16.241 = 13.915 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 16.241 = 45.005 kN

Ms = 63.581 + 13.915 = 77.496 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 8.336 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	31.241	3.336	-	1.000	31.241	104.218
2. 배면토압(평상시)	170.796	2.779	1.000	-	170.796	474.560
3. 배면토압(지진시)	218.172	4.168	-	1.000	218.172	909.293
4. 뒷채움 상재하중	20.490	4.168	1.000	-	20.490	85.398
5. 교량받침마찰력	9.316	6.165	1.000	-	9.316	57.435
6. 상부관성력	58.674	6.165	-	1.000	58.674	361.735

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.400 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 31.241 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.400) ~ H④ x (y④ - 1.400)] = 104.218 kN.m

y = Mo / Ho = 104.218 / 31.241 = 3.336

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	200.602	617.392	

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+	1018.529	283.240	3884.749	961.975
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	995.529	256.857	3770.899	833.549
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	957.452	371.337	3564.014	1754.573
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1435.959	292.556	4933.334	1032.452
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1313.029	266.173	4568.459	904.026
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1274.952	430.011	4361.574	2198.452

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(=2.825) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 「4. 안정검토」 참조

Mc = V x e

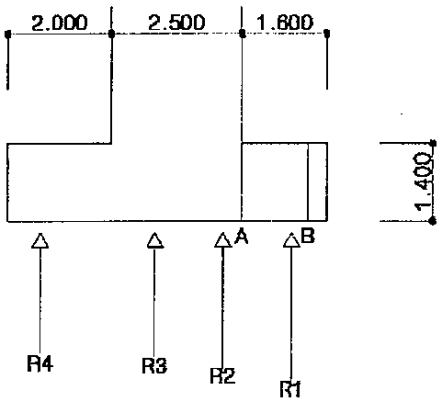
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	28780.574	8003.513	-0.045	-1295.126
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	28130.663	7258.008	-0.126	-3544.464
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	27054.721	10492.870	0.935	25296.164
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	40575.893	8266.755	0.108	4382.196
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	37102.260	7521.250	0.034	1261.477
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	36026.319	12150.821	1.128	40637.687

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시). COMB 4.5.6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(28.257 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 18본 / 28.257 (kN/m)

R2 = Ru2 x 18본 / 28.257 (kN/m)

R3 = Ru3 x 18본 / 28.257 (kN/m)

R4 = Ru4 x 18본 / 28.257 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	484.050	424.720	381.920	367.100
COMB 2	446.570	404.250	377.130	384.240
COMB 3	694.570	504.020	328.240	82.220
COMB 4	702.180	610.390	535.100	465.190
COMB 5	617.640	547.540	492.720	453.130
COMB 6	971.510	689.910	424.020	28.810

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.400 x 0.350 x 25.000 = 12.250 kN

Ma = 1.400 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 44.800 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

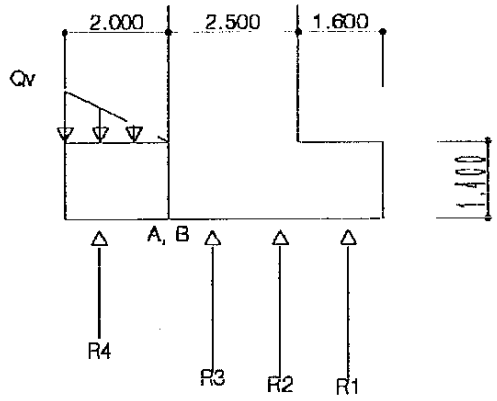
Ma = R1 x 0.950

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	292.932	12.250	248.132
COMB 2	0.000	270.251	12.250	225.451
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	424.938	12.250	380.138
COMB 5	0.000	373.777	12.250	328.977
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3.6)은 고려하지 않는다.

3. 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 18본 / 28.257 (kN/m)

R2 = Ru2 x 18본 / 28.257 (kN/m)

R3 = Ru3 x 18본 / 28.257 (kN/m)

R4 = Ru4 x 18본 / 28.257 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	399.440	390.680	365.390	264.990
COMB 2	368.740	372.930	361.920	290.300
COMB 3	618.980	473.610	313.460	-9.010
COMB 4	617.730	576.420	518.600	363.260
COMB 5	539.510	516.110	477.450	358.830
COMB 6	891.090	657.550	408.300	-68.260

- 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 = R4

Ma = R4 x 1.350

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	168.804	227.886	297.495	245.586
COMB 2	184.927	249.652	261.372	203.820
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	231.404	312.396	234.895	161.076
COMB 5	228.582	308.586	217.717	144.885
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)] = 380.138 x 1000000 / [2292.000 x (1250.000 - 184.872/3)]

= 139.564 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x2292.000)]

= 184.872 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 / 139.56) - 2.5 x 140.50 = 213.01 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.56) = 451.41 mm

Sa는 작은 값인 213.01 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 213.01 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 245.586 x 1000000 / [2292.000 x (1300.000 - 188.826/3)]

= 86.616 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x2292.000)]

= 188.826 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 / 86.62) - 2.5 x 90.50 = 682.94 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 86.62) = 727.35 mm

Sa는 작은 값인 682.94 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 682.94 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=8.336

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 617.392 x 1000000 / [3096.800 x (2400.000 - 301.622/3)]

= 86.701 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2400.0/(7x3096.800)]

= 301.622 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.70) - 2.5 x 89.00 = 685.80 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 86.70) = 726.64 mm

Sa는 작은 값인 685.80 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 685.80 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 77.496 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 71.587 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 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

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 / 71.59) - 2.5 x 72.00 = 920.06 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 71.59) = 880.05 mm

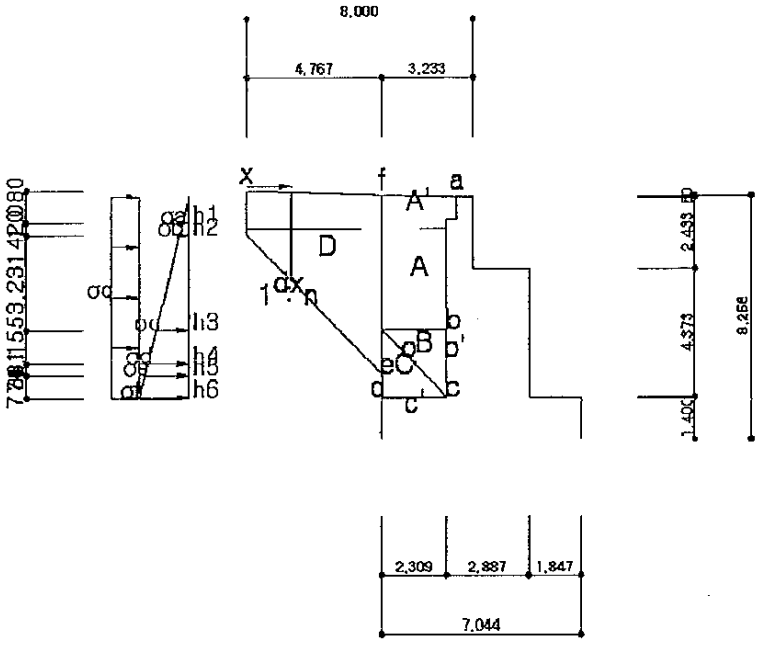
Sa는 작은 값인 880.05 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 880.05 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

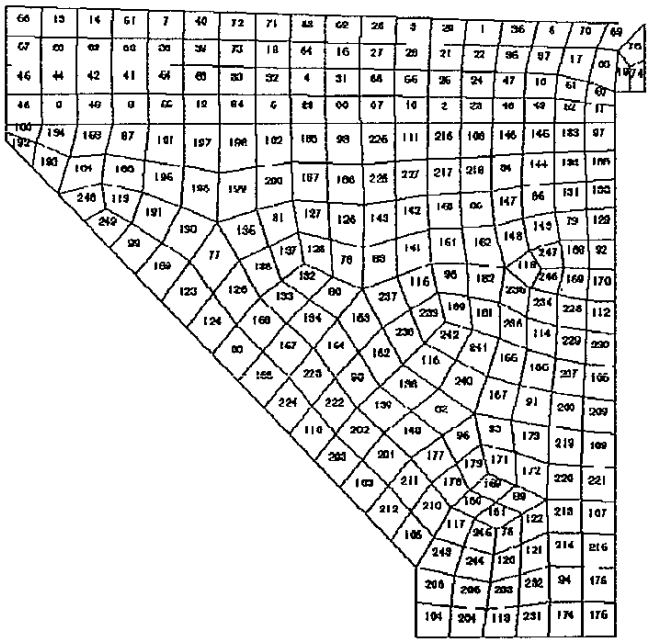


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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	단면 A'
모멘트(kN.m)	379.595	630.397	320.177	780.208	499.128
전단력(kN)	215.661	237.943	195.664	354.012	318.643

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	223.291	370.822	188.339	458.946	293.605
전단력(kN)	126.860	139.967	115.097	208.242	187.437

(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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	379.60	215.66

* 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 (540.00 - 88.913) / 88.913 = 0.01522

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2868.741 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.791]

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 = 0.00952

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (540.00 - a/2) = 658.147 kN.m

≥ Mu (= 379.595 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.734]

* 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 (= 215.661 kN) , 전단보강 불필요.

2) A(T=700 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)
1000.00	700.00	620.00	80.00	.630.40	237.94

* 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 (620.00 - 88.913) / 88.913 = 0.01792

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4196.149 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.225]

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 = 0.00829

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 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 (620.00 - a/2) = 762.986 kN.m

≥ Mu (= 630.397 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.210]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 620.00 = 404.982 kN

≥ Vu (= 237.943 kN) , 전단보강 불필요.

③ A변화부(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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	499.13	318.64

* 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 (540.00 - 88.913) / 88.913 = 0.01522

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3823.846 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.344]

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 = 0.00952

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (540.00 - a/2) = 658.147 kN.m

≥ Mu (= 499.128 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.319]

* 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 (= 318.643 kN), 전단보강 불필요.

4. B(T=700 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)
1000.00	700.00	620.00	80.00	320.18	195.66

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

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 = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 109.924) / 109.924 = 0.01392

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2076.280 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.060]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 = 0.01025

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (620.00 - a/2) = 928.814 kN.m

≥ Mu (= 320.177 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.901]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 620.00 = 404.982 kN

≥ Vu (= 195.664 kN) , 전단보강 불필요.

5. C(T=700 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)
1000.00	700.00	620.00	80.00	780.21	354.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

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 = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 109.924) / 109.924 = 0.01392

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 식① 에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5263.463 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.207]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 = 0.01025

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (620.00 - a/2) = 928.814 kN.m

≥ Mu (= 780.208 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.190]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 620.00 = 404.982 kN

≥ Vu (= 354.012 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 223 291 x 1000000 / [5139.200 x (540 000 - 164 392/3)]
= 89.547 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x5139.200)]
= 164.392 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.55) - 2.5 x 65.50 = 715.67 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.55) = 703.54 mm
Sa는 작은 값인 703.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 703.54 mm) ∴ O.K

② A(T=700 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 370.822 x 1000000 / [5139.200 x (620.000 - 178.274/3)]
= 128.717 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x5139.200)]
= 178.274 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 128.72) - 2.5 x 65.50 = 448.06 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 128.72) = 489.45 mm
Sa는 작은 값인 448.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 448.06 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 293.605 x 1000000 / [5139.200 x (540.000 - 164.392/3)]
= 117.745 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x5139.200)]
= 164.392 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 117.75) - 2.5 x 65.50 = 505.07 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 117.75) = 535.05 mm

Sa는 작은 값인 505.07 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 505.07 mm) ∴ O.K

④ B(T=700 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 188.339 x 1000000 / [6353.600 x (620.000 - 194.538/3)]

= 53.396 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x6353.600)]

= 194.538 mm

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 53.40) - 2.5 x 64.00 = 1314.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 53.40) = 1179.87 mm

Sa는 작은 값인 1179.87 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1179.87 mm) ∴ O.K

⑤ C(T=700 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 458.946 x 1000000 / [6353.600 x (620.000 - 194.538/3)]

= 130.115 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x6353.600)]

= 194.538 mm

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 130.12) - 2.5 x 64.00 = 445.23 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 130.12) = 484.19 mm

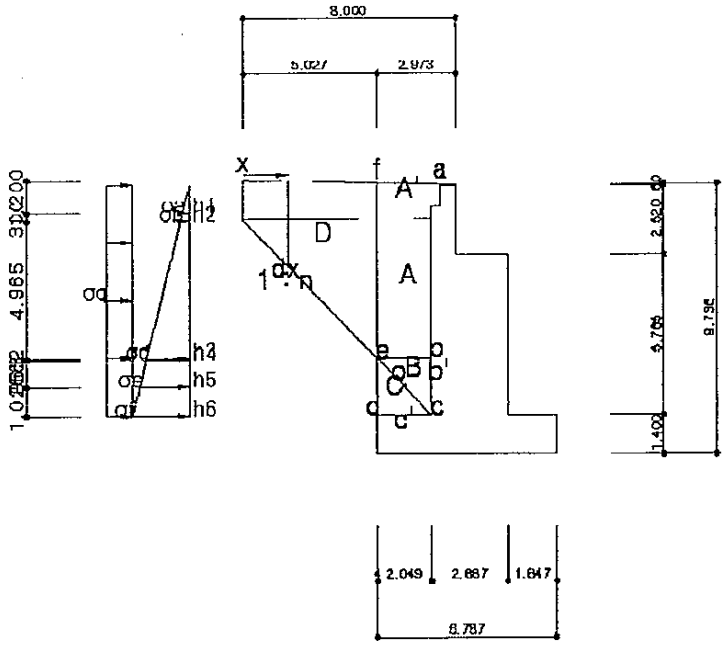
Sa는 작은 값인 445.23 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 445.23 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

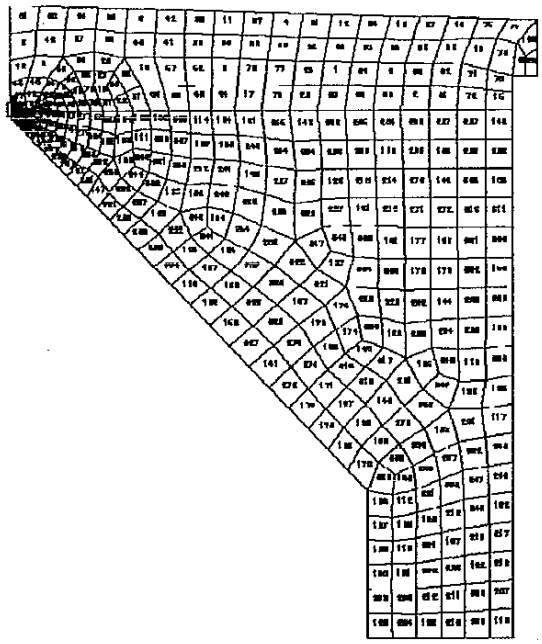


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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	단면 A'
모멘트(kN.m)	354.982	739.389	281.234	446.412	300.751
전단력(kN)	171.228	256.600	199.296	197.478	228.482

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	208.813	434.935	165.432	262.595	176.913
전단력(kN)	100.722	150.941	117.233	116.164	134.401

(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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	354.98	171.23

* 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 (370.00 - 88.913) / 88.913 = 0.00948

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4095.767 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.255]

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 = 0.01389

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (370.00 - a/2) = 435.362 kN.m

≥ Mu (= 354.982 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.226]

* 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 (= 171.228 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=650 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)
1000.00	650.00	570.00	80.00	739.39	256.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

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 = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (570.00 - 109.924) / 109.924 = 0.01256

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5473.412 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.161]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 = 0.01115

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (570.00 - a/2) = 847.805 kN.m

≥ Mu (= 739.389 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.147]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 256.600 kN) ∴전단보강 불필요.

③ A변화부(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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	300.75	228.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

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 = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (370.00 - 109.924) / 109.924 = 0.00710

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 3420.064 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.858]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 = 0.01717

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (370.00 - a/2) = 523.772 kN.m

≥ Mu (= 300.751 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.742]

* 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 (= 228.482 kN), 전단보강 불필요.

4. B(T=650 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)
1000.00	650.00	570.00	80.00	281.23	199.30

* 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 (570.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02138

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1985.743 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.041]

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 = 0.00711

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 (570.00 - a/2) = 558.381 kN.m

≥ Mu (= 281.234 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.985]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 199.296 kN), 전단보강 불필요.

5. C(T=650, 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)
1000.00	650.00	570.00	80.00	446.41	197.48

* 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 (570.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02138

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3203.692 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.265]

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 = 0.00711

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 (570.00 - a/2) = 558.381 kN.m

≥ Mu (= 446.412 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.251]

* 전단에 대한 검토 (d = 570.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 570.00 = 372.322 kN

≥ Vu (= 197.478 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

㉠ 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 208.813 x 1000000 / [5139.200 x (370.000 - 131.104/3)]
= 124.522 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x5139.200)]
= 131.104 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.52) - 2.5 x 65.50 = 468.67 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 124.52) = 505.93 mm
Sa는 작은 값인 468.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 468.67 mm) ∴ O.K

② A(T=650 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 434.935 x 1000000 / [6353.600 x (570.000 - 185.046/3)]
= 134.669 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x6353.600)]
= 185.046 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.67) - 2.5 x 64.00 = 424.77 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.67) = 467.81 mm
Sa는 작은 값인 424.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 424.77 mm) ∴ O.K

③ A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 176.913 x 1000000 / [6353.600 x (370.000 - 142.313/3)]
= 86.323 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x6353.600)]
= 142.313 mm

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.32) - 2.5 x 64.00 = 752.27 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 86.32) = 729.82 ㎜

Sa는 작은 값인 729.82 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 729.82 ㎜) ∴ O.K

④ B(T=650 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 165.432 x 1000000 / [4053.600 x (570.000 - 153.704/3)]

= 78.670 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x4053.600)]

= 153.704 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.67) - 2.5 x 67.50 = 832.27 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 78.67) = 800.82 ㎜

Sa는 작은 값인 800.82 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 800.82 ㎜) ∴ O.K

⑤ C(T=650 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 262.595 x 1000000 / [4053.600 x (570.000 - 153.704/3)]

= 124.875 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x4053.600)]

= 153.704 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.87) - 2.5 x 67.50 = 461.88 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 124.87) = 504.50 ㎜

Sa는 작은 값인 461.88 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 461.88 ㎜) ∴ 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 15.240 = 10.668 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.650 = 16.250 kN/m : 접속판의 자중

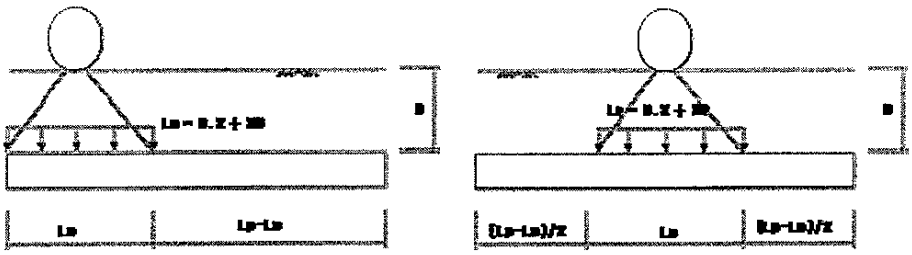
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 15.100 x 10.668 / 2 - 15.100 x 0 = 72.239 kN/m

Md = 15.100 x 10.668² / 8 = 214.814 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 + 20)]

= 2 x 96.0 x (1 + 0.300) / [3 x (0.2 + 2 x -0.050)]

= 832.000 kN

Vl = Ps x Le - (Ps x Le² + 2 x Ps x Le x d) / (2 x Lp)

= 832.000 x 0.100 - (832.000 x 0.100² + 2 x 832.000 x 0.100 x 0.550) / (2 x 10.668)

= 78.521 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 832.000 x 10.668/2 x 0.100/2 - 832.000 x 0.100/2 x 0.100/4

= 220.857 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 72.239 + 2.15 x 78.521

= 262.731 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 214.814 + 2.15 x 220.857

= 754.102 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)
1000.00	650.00	550.00	100.00	754.10	262.73

* 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 (550.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01266

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4329.652 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.187]

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 = 0.00934

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 (550.00 - a/2) = 882.774 kN.m

≥ Mu (= 754.102 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.171]

* 전단에 대한 검토 (d = 550.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 550.00 = 381.051 kN

≥ Vu (= 262.731 kN) . 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(5.950) = 22.55% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4329.7 ㎟

필요 철근량 : 4329.7 x 0.225 = 976.2 ㎟ < 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 650 = 1300.0 ㎟ < 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)] = 435.672 x 1000000 / [5139.200 x (550.000 - 166.179/3)]

= 171.397 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.0/(7x5139.200)]

= 166.179 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)

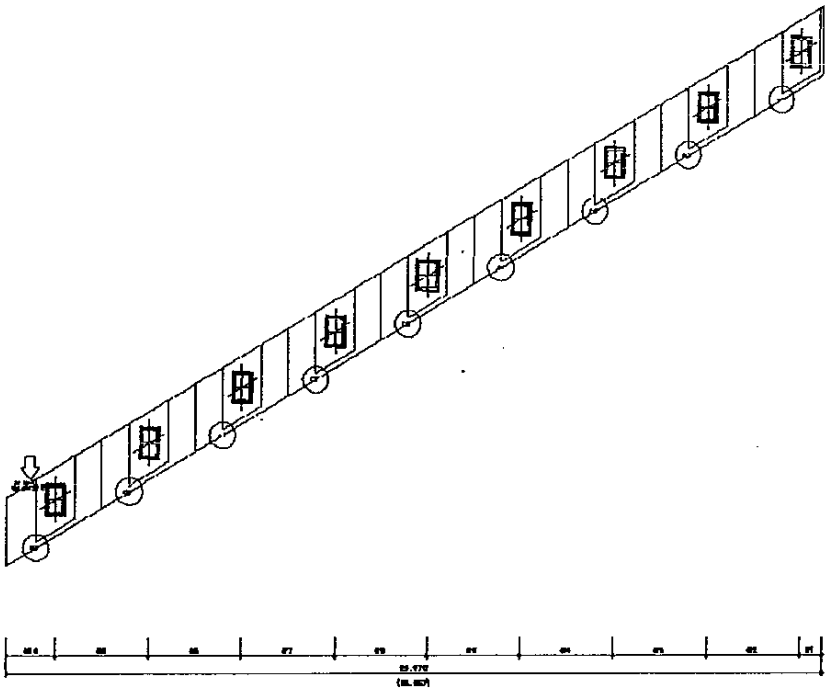
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.40) - 2.5 x 85.50 = 245.71 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 171.40) = 367.57 mm

Sa는 작은 값인 245.71 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 245.71 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 40.681 = 403.404 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	403.404	730.000	430.000	462.384	O.K
2	403.404	730.000	430.000	488.395	O.K
3	403.404	730.000	430.000	488.395	O.K
4	403.404	730.000	430.000	488.395	O.K
5	403.404	700.000	550.000	469.880	O.K
6	403.404	730.000	430.000	488.395	O.K
7	403.404	730.000	430.000	488.395	O.K
8	403.404	730.000	430.000	488.395	O.K
9	403.404	730.000	430.000	488.395	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 120.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 30.00°

$N = (200 + 1.67 \times l + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 40.681 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 30.00^2)$

$= 298.076$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1963 - 80 - 50 = 1833$ mm ≥ 298 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	1364.648	O.K	310.586	222.421	O.K
SHOE 2	2000.000	1413.305	O.K	310.586	228.265	O.K
SHOE 3	2000.000	1342.093	O.K	310.586	223.212	O.K
SHOE 4	2000.000	1314.968	O.K	310.586	222.166	O.K
SHOE 5	2000.000	1304.734	O.K	310.586	222.379	O.K
SHOE 6	2000.000	1333.120	O.K	310.586	221.630	O.K
SHOE 7	2000.000	1402.522	O.K	310.586	226.054	O.K
SHOE 8	2000.000	1491.296	O.K	310.586	236.185	O.K
SHOE 9	2000.000	1596.473	O.K	310.586	270.093	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	1364.648	167.234	167.234	1342.000	1416.600	
2	1413.305	171.628	171.628	1342.000	1974.975	
3	1342.093	167.829	167.829	1342.000	1974.975	
4	1314.968	167.042	167.042	1342.000	1974.975	
5	1304.734	167.202	316.757	1462.000	1959.975	
6	1333.120	166.639	166.639	1342.000	1974.975	
7	1402.522	169.965	169.965	1342.000	1974.975	
8	1491.296	177.582	177.582	1342.000	1974.975	
9	1596.473	203.077	203.077	1342.000	2001.100	

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	2479.042	3574.800	O.K	2677.103	5163.600	O.K
2	2556.975	3574.800	O.K	3028.593	5163.600	O.K
3	2460.460	3574.800	O.K	2908.315	5163.600	O.K
4	2428.101	3574.800	O.K	2866.904	5163.600	O.K
5	2454.703	3574.800	O.K	3851.359	5163.600	O.K
6	2443.562	3574.800	O.K	2888.423	5163.600	O.K
7	2535.111	3574.800	O.K	3003.131	5163.600	O.K
8	2674.633	3574.800	O.K	3172.277	5163.600	O.K
9	2949.739	3574.800	O.K	3482.481	5163.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1114.893	9135.600	O.K	1114.893	9135.600	O.K
2	1144.186	9135.600	O.K	1144.186	9135.600	O.K
3	1118.857	9135.600	O.K	1118.857	9135.600	O.K
4	1113.613	9135.600	O.K	1113.613	9135.600	O.K
5	1114.680	9135.600	O.K	2111.713	9135.600	O.K
6	1110.929	9135.600	O.K	1110.929	9135.600	O.K
7	1133.102	9135.600	O.K	1133.102	9135.600	O.K
8	1183.883	9135.600	O.K	1183.883	9135.600	O.K
9	1353.850	9135.600	O.K	1353.850	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 9

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1596.473 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 40.7$

$= 0.010170$ m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 2875.800 \times 0.010170$

$= 29.247$ kN/m

Hx1 = 29.247 / 1.15 = 25.433 kN

Hx2 = 270.093 / 1.33 = 203.077 kN

∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 203.077 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 270.093 / 1.33 = 203.077 kN

수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 203.077 kN를 적용한다

2 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 912.000 mm b2y = 1448.200 mm

bcx = 2 x b2x = 1824.000 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2896.400 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/1824.000) x 1596.473 x 10^3 /150.000

= 1595.889 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1596.473 x 10^3 /150.000

= 2128.631 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 203.077 x 10^3 / 150.000

= 1353.850 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 203.077 x 10^3 / 150.000

= 1353.850 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1448.200 = 2178.200 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 912.000 mm가 Bxo/2 = 1089.100 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 912.000 + (730.000+1448.200)/2 = 2001.100 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 912.000 = 1342.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2128.631 + 1353.850 = 3482.481 mm^2

Bxo = 2001.100 mm 범위내에서 D16 - 26 EA

As = 198.600 x 26 = 5163.600 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1595.889 + 1353.850 = 2949.739 mm^2

Byo = 1342.000 mm 범위내에서 D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 9

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 203.077 x 10^3 / 150.000 = 1353.850 mm^2

사용철근 : D16 - 26 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 26 + 198.600 x 20 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 203.077 x 10^3 / 150.000 = 1353.850 mm^2

사용철근 : D16 - 26 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 26 + 198.600 x 20 = 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	11.500

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

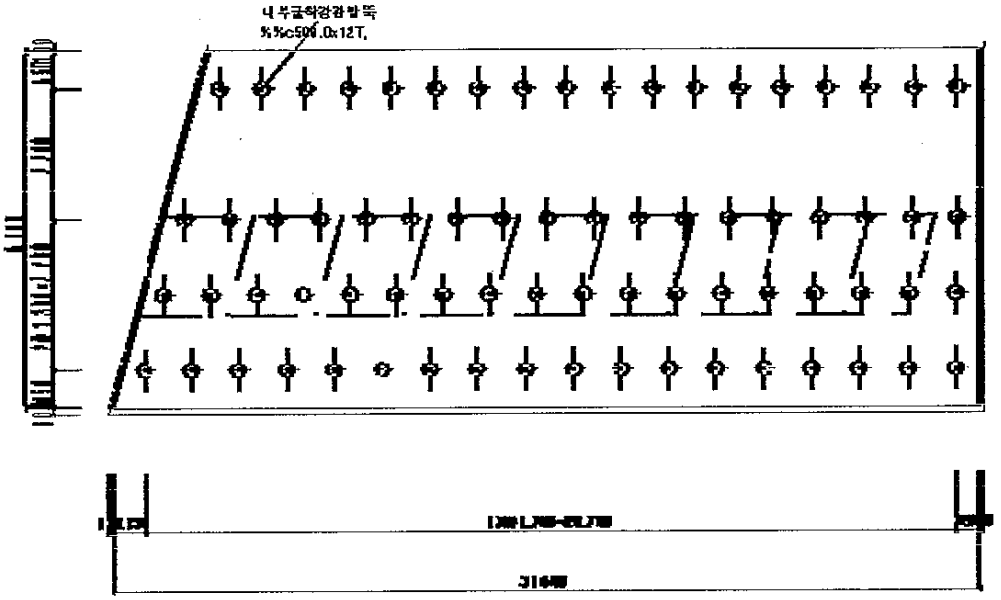
말뚝 머리의 평균 N치 N = 20

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	27704.632	8003.513	1523.755	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	27054.721	7258.008	-730.477	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	27054.721	10492.870	25296.164	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	39499.952	8266.755	7188.991	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	36026.319	7521.250	4070.974	하중+토압+온도하중(1+3+5+8+
	COMBO 6	36026.319	12150.821	40637.687	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	38397.547	13605.972	6911.558	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	37000.239	12338.614	3700.024	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	27054.721	10492.870	25296.164	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	56131.626	13948.186	15043.276	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 5	48663.315	12680.829	9927.316	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	36026.319	12150.821	40637.687	+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 = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.827

Kv = a x Ap x Ep / L = 228687.972 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \qquad k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 20 = 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 11.5000 = 4.899 ≥ 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 11.5000 = 5.931 ≥ 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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_y \sin^2\theta_i\right)$	2161389.1	3835846.6
Axy.Ayx	$\sum \left(K_y - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa.Aax	$\sum \left\{(K_y - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-2536960.1	-3718768.6
Ayy	$\sum \left(K_y \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	16465534.0	16465534.0
Aya.Aay	$\sum\left\{\left(K_y\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_y\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	57688233.3	58943178.0
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	0.0039372	0.0016826	0.0001996	COMBO 1	0.0067859	0.0023320	0.0004182
COMBO 2	0.0035251	0.0016431	0.0001424	COMBO 2	0.0060987	0.0022471	0.0003323
COMBO 3	0.0033569	0.0016431	0.0006409	COMBO 3	0.0033569	0.0016431	0.0006409
COMBO 4	0.0041871	0.0023989	0.0003088	COMBO 4	0.0071273	0.0034090	0.0005742
COMBO 5	0.0037566	0.0021880	0.0002358	COMBO 5	0.0063993	0.0029555	0.0004535
COMBO 6	0.0040860	0.0021880	0.0009472	COMBO 6	0.0040860	0.0021880	0.0009472

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.187 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	0.0039372	0.0021166	0.0001996	484.047	111.160	-122.222
	2	0.0039372	0.0018572	0.0001996	424.719	111.160	-122.222
	3	0.0039372	0.0015978	0.0001996	365.391	111.160	-122.222
	4	0.0039372	0.0011587	0.0001996	264.990	111.160	-122.222
COMBO 2	1	0.0035251	0.0019528	0.0001424	446.571	100.806	-112.434
	2	0.0035251	0.0017677	0.0001424	404.247	100.806	-112.434
	3	0.0035251	0.0015826	0.0001424	361.923	100.806	-112.434
	4	0.0035251	0.0012694	0.0001424	290.299	100.806	-112.434
COMBO 3	1	0.0033569	0.0030372	0.0006409	694.566	145.734	-109.192
	2	0.0033569	0.0022039	0.0006409	504.015	145.734	-109.192
	3	0.0033569	0.0013707	0.0006409	313.465	145.734	-109.192
	4	0.0033569	-0.0000394	0.0006409	-9.005	145.734	-109.192
COMBO 4	1	0.0041871	0.0030705	0.0003088	702.185	114.816	-121.997
	2	0.0041871	0.0026691	0.0003088	610.393	114.816	-121.997
	3	0.0041871	0.0022677	0.0003088	518.602	114.816	-121.997
	4	0.0041871	0.0015885	0.0003088	363.262	114.816	-121.997
COMBO 5	1	0.0037566	0.0027008	0.0002358	617.637	104.462	-112.862
	2	0.0037566	0.0023943	0.0002358	547.544	104.462	-112.862
	3	0.0037566	0.0020878	0.0002358	477.450	104.462	-112.862
	4	0.0037566	0.0015691	0.0002358	358.831	104.462	-112.862
COMBO 6	1	0.0040860	0.0042482	0.0009472	971.513	168.761	-116.180
	2	0.0040860	0.0030168	0.0009472	689.908	168.761	-116.180
	3	0.0040860	0.0017854	0.0009472	408.302	168.761	-116.180
	4	0.0040860	-0.0002985	0.0009472	-68.261	168.761	-116.180

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0067859	0.0032417	0.0004182	741.327	188.972	-204.511
	2	0.0067859	0.0026979	0.0004182	616.989	188.972	-204.511
	3	0.0067859	0.0021542	0.0004182	492.650	188.972	-204.511
	4	0.0067859	0.0012341	0.0004182	282.231	188.972	-204.511
COMBO 2	1	0.0060987	0.0029700	0.0003323	679.198	171.370	-187.402
	2	0.0060987	0.0025379	0.0003323	580.395	171.370	-187.402
	3	0.0060987	0.0021059	0.0003323	481.591	171.370	-187.402
	4	0.0060987	0.0013747	0.0003323	314.385	171.370	-187.402
COMBO 3	1	0.0033569	0.0030372	0.0006409	694.566	145.734	-109.192
	2	0.0033569	0.0022039	0.0006409	504.015	145.734	-109.192
	3	0.0033569	0.0013707	0.0006409	313.465	145.734	-109.192
	4	0.0033569	-0.0000394	0.0006409	-9.005	145.734	-109.192
COMBO 4	1	0.0071273	0.0046579	0.0005742	1065.215	193.725	-203.639
	2	0.0071273	0.0039115	0.0005742	894.506	193.725	-203.639
	3	0.0071273	0.0031650	0.0005742	723.797	193.725	-203.639
	4	0.0071273	0.0019017	0.0005742	434.906	193.725	-203.639
COMBO 5	1	0.0063993	0.0039418	0.0004535	901.453	176.123	-187.970
	2	0.0063993	0.0033523	0.0004535	766.627	176.123	-187.970
	3	0.0063993	0.0027627	0.0004535	631.802	176.123	-187.970
	4	0.0063993	0.0017650	0.0004535	403.636	176.123	-187.970
COMBO 6	1	0.0040860	0.0042482	0.0009472	971.513	168.761	-116.180
	2	0.0040860	0.0030168	0.0009472	689.908	168.761	-116.180
	3	0.0040860	0.0017854	0.0009472	408.302	168.761	-116.180
	4	0.0040860	-0.0002985	0.0009472	-68.261	168.761	-116.180

▣ 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	2.175	0	484.047	111.160	-122.222	18
	2	0.875	0	424.719	111.160	-122.222	18
	3	-0.425	0	365.391	111.160	-122.222	18
	4	-2.625	0	264.990	111.160	-122.222	18
	계			27704.632	8003.513	1523.755	72
COMBO 2	1	2.175	0	446.571	100.806	-112.434	18
	2	0.875	0	404.247	100.806	-112.434	18
	3	-0.425	0	361.923	100.806	-112.434	18
	4	-2.625	0	290.299	100.806	-112.434	18
	계			27054.721	7258.008	-730.477	72
COMBO 3	1	2.175	0	694.566	145.734	-109.192	18
	2	0.875	0	504.015	145.734	-109.192	18
	3	-0.425	0	313.465	145.734	-109.192	18
	4	-2.625	0	-9.005	145.734	-109.192	18
	계			27054.721	10492.870	25296.164	72
COMBO 4	1	2.175	0	702.185	114.816	-121.997	18
	2	0.875	0	610.393	114.816	-121.997	18
	3	-0.425	0	518.602	114.816	-121.997	18
	4	-2.625	0	363.262	114.816	-121.997	18
	계			39499.952	8266.755	7188.991	72
COMBO 5	1	2.175	0	617.637	104.462	-112.862	18
	2	0.875	0	547.544	104.462	-112.862	18
	3	-0.425	0	477.450	104.462	-112.862	18
	4	-2.625	0	358.831	104.462	-112.862	18
	계			36026.319	7521.250	4070.974	72
COMBO 6	1	2.175	0	971.513	168.761	-116.180	18
	2	0.875	0	689.908	168.761	-116.180	18
	3	-0.425	0	408.302	168.761	-116.180	18
	4	-2.625	0	-68.261	168.761	-116.180	18
	계			36026.319	12150.821	40637.687	72

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.175	0	741.327	188.972	-204.511	18
	2	0.875	0	616.989	188.972	-204.511	18
	3	-0.425	0	492.650	188.972	-204.511	18
	4	-2.625	0	282.231	188.972	-204.511	18
	계			38397.547	13605.972	6911.558	72
COMBO 2	1	2.175	0	679.198	171.370	-187.402	18
	2	0.875	0	580.395	171.370	-187.402	18
	3	-0.425	0	481.591	171.370	-187.402	18
	4	-2.625	0	314.385	171.370	-187.402	18
	계			37000.239	12338.614	3700.024	72
COMBO 3	1	2.175	0	694.566	145.734	-109.192	18
	2	0.875	0	504.015	145.734	-109.192	18
	3	-0.425	0	313.465	145.734	-109.192	18
	4	-2.625	0	-9.005	145.734	-109.192	18
	계			27054.721	10492.870	25296.164	72
COMBO 4	1	2.175	0	1065.215	193.725	-203.639	18
	2	0.875	0	894.506	193.725	-203.639	18
	3	-0.425	0	723.797	193.725	-203.639	18
	4	-2.625	0	434.906	193.725	-203.639	18
	계			56131.626	13948.186	15043.276	72
COMBO 5	1	2.175	0	901.453	176.123	-187.970	18
	2	0.875	0	766.627	176.123	-187.970	18
	3	-0.425	0	631.802	176.123	-187.970	18
	4	-2.625	0	403.636	176.123	-187.970	18
	계			48663.315	12680.829	9927.316	72
COMBO 6	1	2.175	0	971.513	168.761	-116.180	18
	2	0.875	0	689.908	168.761	-116.180	18
	3	-0.425	0	408.302	168.761	-116.180	18
	4	-2.625	0	-68.261	168.761	-116.180	18
	계			36026.319	12150.821	40637.687	72

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

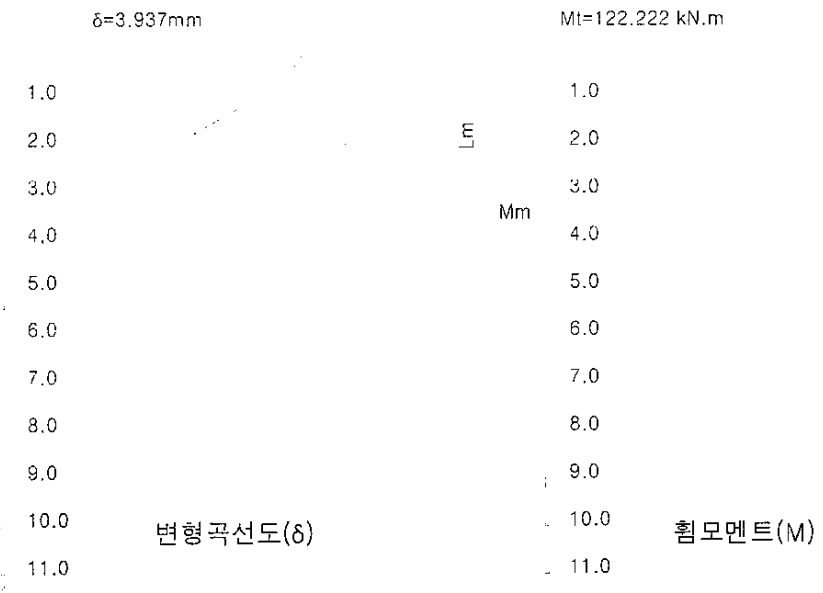
- 최대모멘트 및 깊이 : -28.950 kN.m, 3.539 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.937 mm

지표면에서의 변위 : 3.937 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	122.222	-111.160	3.937	
0.767	51.403	-74.323	3.493	
1.533	6.639	-43.716	2.724	
2.300	-17.678	-21.061	1.905	
3.067	-27.611	-6.031	1.185	
3.833	-28.532	2.719	0.629	
4.600	-24.620	6.854	0.242	
5.367	-18.796	7.951	0.004	
6.133	-12.872	7.298	-0.121	
6.900	-7.809	5.836	-0.167	
7.667	-3.972	4.176	-0.166	
8.433	-1.365	2.670	-0.139	
9.200	0.203	1.476	-0.104	
9.967	0.987	0.627	-0.070	
10.733	1.243	0.089	-0.041	
11.500	1.185	-0.205	-0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

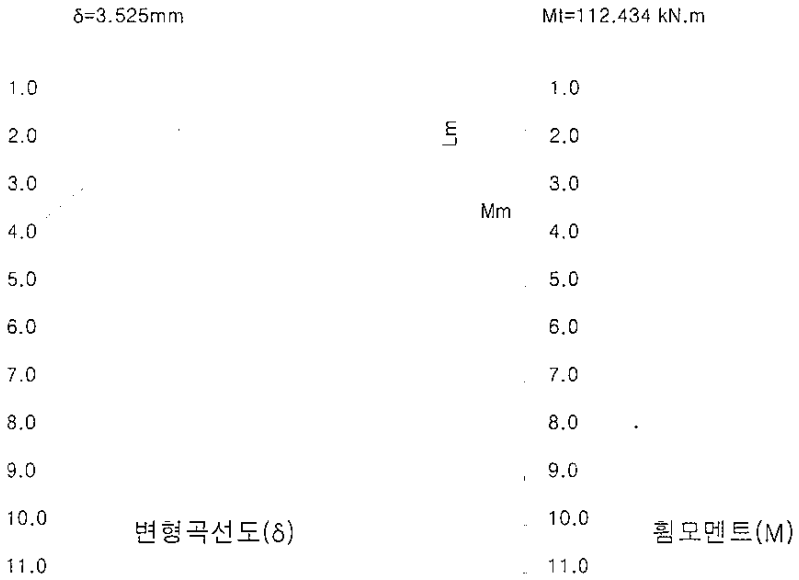
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -25.883 kN.m, 3.571 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.525 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.525 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	112.434	-100.806	3.525	
0.767	48.076	-67.715	3.147	
1.533	7.185	-40.074	2.466	
2.300	-15.199	-19.523	1.732	
3.067	-24.509	-5.824	1.084	
3.833	-25.582	2.201	0.579	
4.600	-22.204	6.038	0.228	
5.367	-17.029	7.106	0.010	
6.133	-11.715	6.568	-0.105	
6.900	-7.147	5.278	-0.149	
7.667	-3.670	3.794	-0.149	
8.433	-1.296	2.438	-0.126	
9.200	0.139	1.357	-0.094	
9.967	0.864	0.586	-0.064	
10.733	1.109	0.094	-0.038	
11.500	1.065	-0.176	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

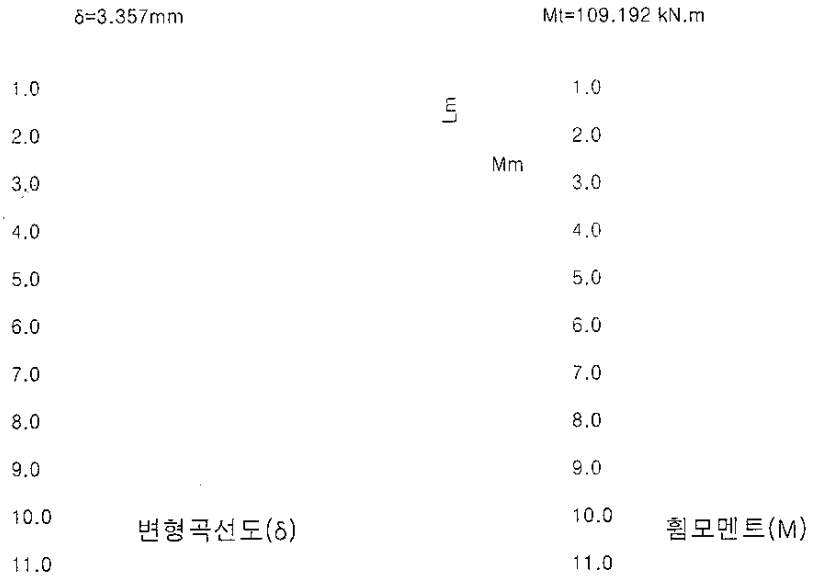
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.657 kN.m, 2.613 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.357 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.357 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	109.192	-145.734	3.357	
0.767	22.885	-81.980	2.634	
1.533	-21.072	-35.805	1.752	
2.300	-36.569	-7.326	0.983	
3.067	-35.895	7.131	0.427	
3.833	-28.031	12.186	0.085	
4.600	-18.562	11.912	-0.088	
5.367	-10.359	9.279	-0.148	
6.133	-4.458	6.131	-0.144	
6.900	-0.843	3.413	-0.112	
7.667	0.974	1.461	-0.074	
8.433	1.593	0.269	-0.041	
9.200	1.538	-0.329	-0.017	
9.967	1.189	-0.531	-0.003	
10.733	0.781	-0.510	0.004	
11.500	0.431	-0.394	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



라. COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

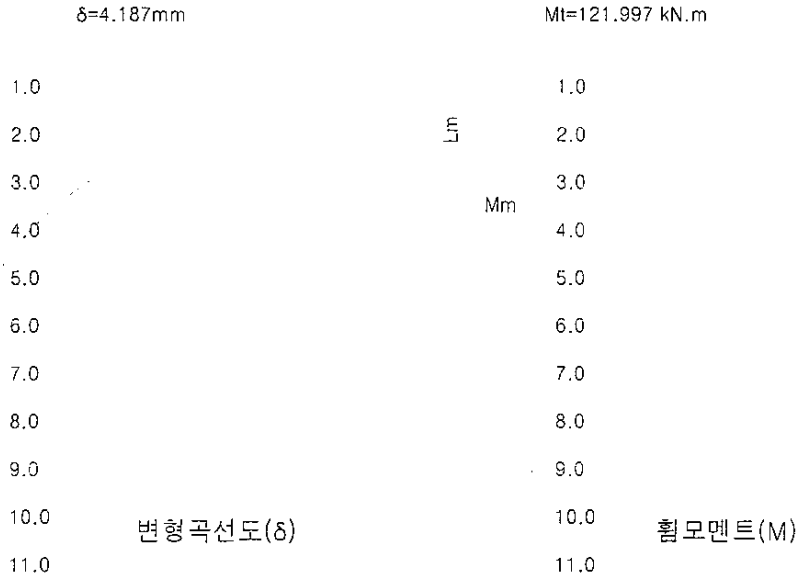
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -30.929 kN.m, 3.466 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.187 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.187 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	121.997	-114.816	4.187	
0.767	49.211	-75.931	3.662	
1.533	3.761	-44.010	2.825	
2.300	-20.470	-20.626	1.955	
3.067	-29.930	-5.284	1.201	
3.833	-30.247	3.514	0.624	
4.600	-25.757	7.551	0.228	
5.367	-19.457	8.490	-0.013	
6.133	-13.184	7.672	-0.137	
6.900	-7.891	6.066	-0.180	
7.667	-3.922	4.297	-0.175	
8.433	-1.253	2.715	-0.145	
9.200	0.328	1.474	-0.108	
9.967	1.101	0.601	-0.071	
10.733	1.334	0.054	-0.041	
11.500	1.249	-0.238	-0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉤ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

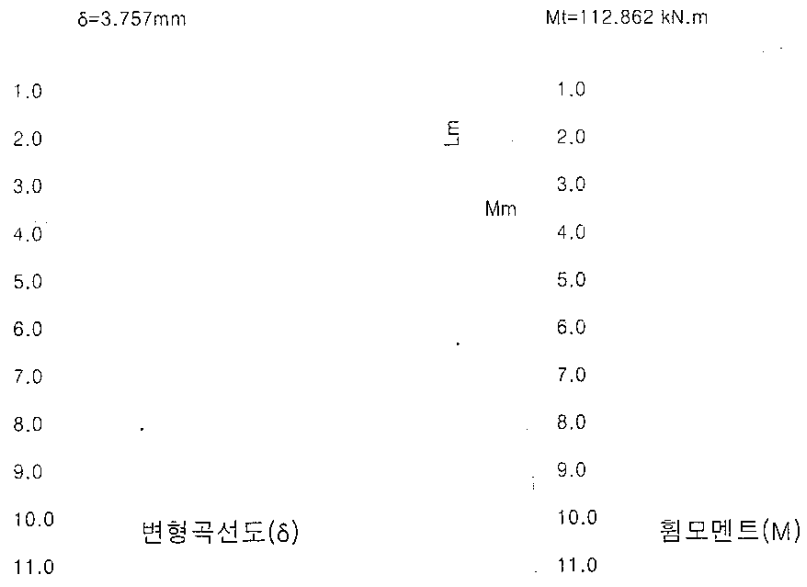
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -27.681 kN.m, 3.501 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.757 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.757 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	112.862	-104.462	3.757	
0.767	46.481	-69.451	3.308	
1.533	4.784	-40.544	2.565	
2.300	-17.652	-19.262	1.784	
3.067	-26.610	-5.223	1.103	
3.833	-27.177	2.887	0.579	
4.600	-23.290	6.663	0.217	
5.367	-17.683	7.603	-0.005	
6.133	-12.044	6.922	-0.119	
6.900	-7.256	5.502	-0.161	
7.667	-3.648	3.917	-0.157	
8.433	-1.209	2.489	-0.132	
9.200	0.246	1.363	-0.098	
9.967	0.966	0.567	-0.065	
10.733	1.192	0.066	-0.038	
11.500	1.126	-0.205	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



바. COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

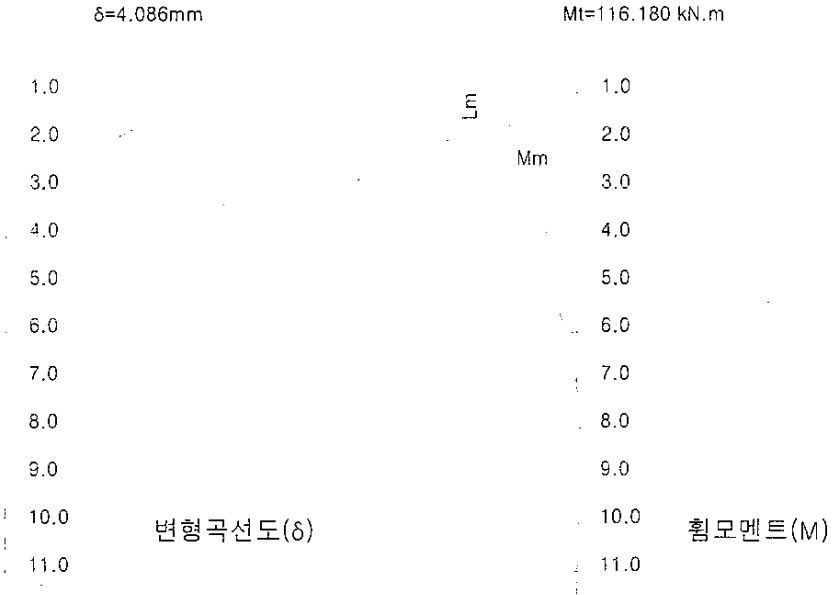
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.956 kN.m, 2.499 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.086 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	116.180	-168.761	4.086	
0.767	17.459	-92.187	3.123	
1.533	-30.985	-38.049	2.028	
2.300	-46.429	-5.486	1.105	
3.067	-43.655	10.436	0.453	
3.833	-33.205	15.458	0.063	
4.600	-21.473	14.481	-0.128	
5.367	-11.631	10.988	-0.187	
6.133	-4.719	7.090	-0.175	
6.900	-0.591	3.830	-0.132	
7.667	1.406	1.545	-0.085	
8.433	2.015	0.183	-0.046	
9.200	1.867	-0.473	-0.018	
9.967	1.407	-0.671	-0.002	
10.733	0.902	-0.619	0.006	
11.500	0.483	-0.465	0.008	

ㄷ. 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 ; 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

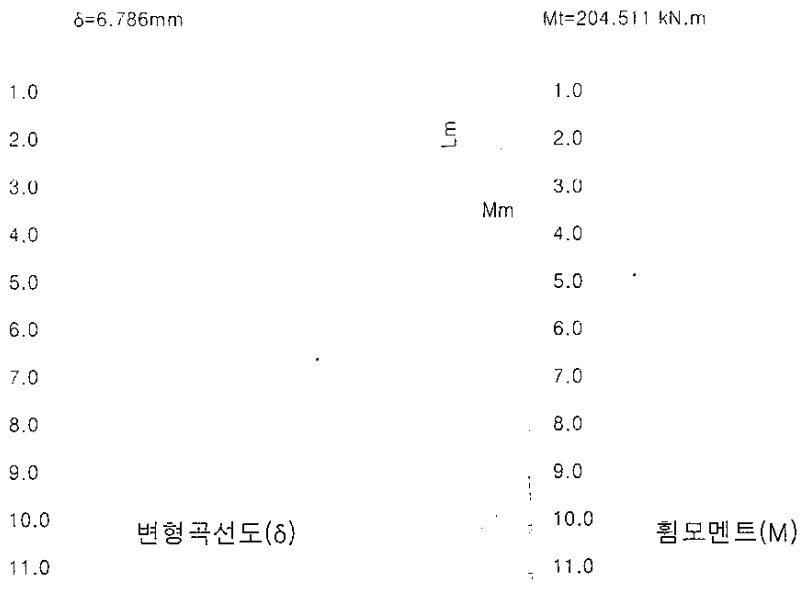
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -49.993 kN.m, 3.505 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.786 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.786 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	204.511	-188.972	6.786	
0.767	84.397	-125.705	5.980	
1.533	8.903	-73.437	4.640	
2.300	-31.753	-34.936	3.229	
3.067	-48.025	-9.524	1.998	
3.833	-49.102	5.165	1.049	
4.600	-42.106	12.015	0.394	
5.367	-31.986	13.731	-0.007	
6.133	-21.797	12.510	-0.215	
6.900	-13.141	9.950	-0.290	
7.667	-6.614	7.087	-0.284	
8.433	-2.200	4.506	-0.238	
9.200	0.436	2.470	-0.177	
9.967	1.741	1.030	-0.118	
10.733	2.152	0.122	-0.069	
11.500	2.034	-0.369	-0.033	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



나. COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

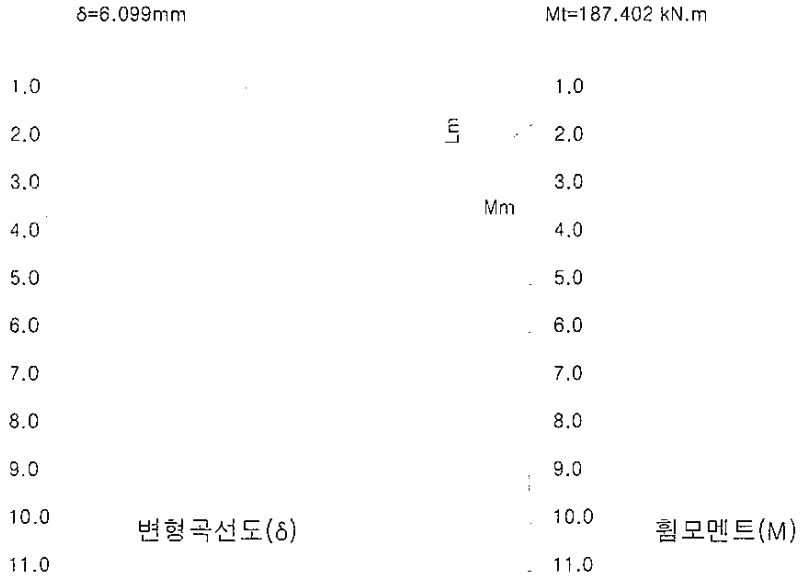
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.871 kN.m, 3.527 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.099 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.099 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	187.402	-171.370	6.099	
0.767	78.311	-114.379	5.398	
1.533	9.490	-67.120	4.202	
2.300	-27.785	-32.198	2.934	
3.067	-42.906	-9.070	1.822	
3.833	-44.173	4.362	0.963	
4.600	-38.034	10.680	0.368	
5.367	-28.987	12.325	0.002	
6.133	-19.818	11.284	-0.189	
6.900	-11.997	9.006	-0.260	
7.667	-6.081	6.434	-0.256	
8.433	-2.066	4.106	-0.215	
9.200	0.341	2.263	-0.160	
9.967	1.541	0.955	-0.107	
10.733	1.929	0.128	-0.063	
11.500	1.833	-0.323	-0.031	

ㄷ. 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

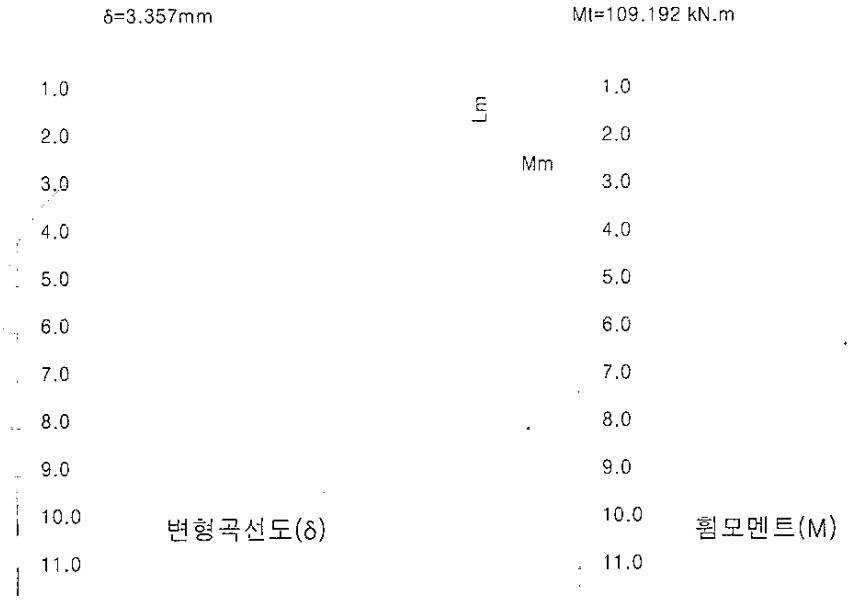
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.657 kN.m, 2.613 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.357 mm
- 지표면에서의 변위 : 3 357 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	109.192	-145.734	3.357	
0.767	22.885	-81.980	2.634	
1.533	-21.072	-35.805	1.752	
2.300	-36.569	-7.326	0.983	
3.067	-35.895	7.131	0.427	
3.833	-28.031	12.186	0.085	
4.600	-18.562	11.912	-0.088	
5.367	-10.359	9.279	-0.148	
6.133	-4.458	6.131	-0.144	
6.900	-0.843	3.413	-0.112	
7.667	0.974	1.461	-0.074	
8.433	1.593	0.269	-0.041	
9.200	1.538	-0.329	-0.017	
9.967	1.189	-0.531	-0.003	
10.733	0.781	-0.510	0.004	
11.500	0.431	-0.394	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

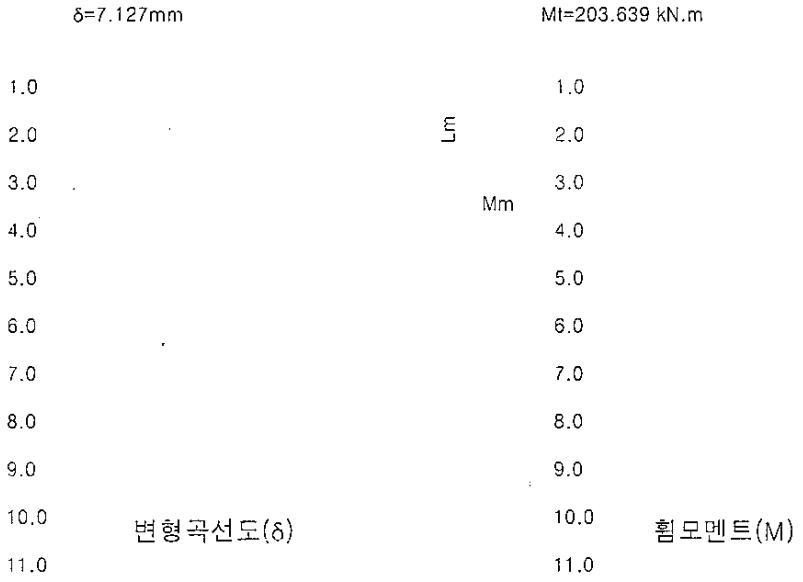
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -52.738 kN.m, 3.443 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.127 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.127 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	203.639	-193.725	7.127	
0.767	81.017	-127.681	6.207	
1.533	4.739	-73.663	4.773	
2.300	-35.686	-34.217	3.292	
3.067	-51.231	-8.424	2.015	
3.833	-51.437	6.295	1.040	
4.600	-43.628	12.986	0.373	
5.367	-32.851	14.469	-0.032	
6.133	-22.187	13.015	-0.237	
6.900	-13.224	10.255	-0.308	
7.667	-6.524	7.241	-0.297	
8.433	-2.034	4.558	-0.246	
9.200	0.616	2.460	-0.181	
9.967	1.900	0.990	-0.120	
10.733	2.276	0.073	-0.069	
11.500	2.121	-0.416	-0.032	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈜ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

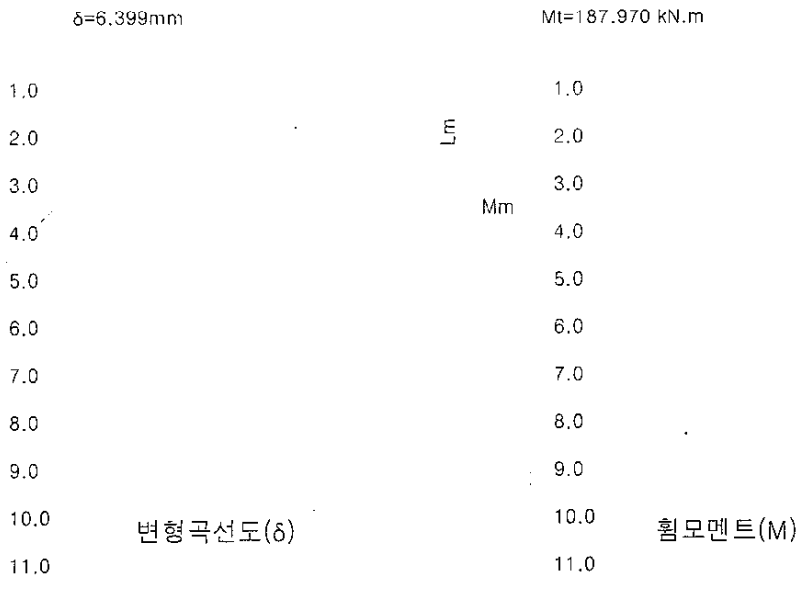
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -47.237 kN.m, 3.475 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.399 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.399 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	187.970	-176.123	6.399	
0.767	76.248	-116.638	5.607	
1.533	6.376	-67.734	4.332	
2.300	-30.967	-31.861	3.002	
3.067	-45.634	-8.290	1.847	
3.833	-46.245	5.252	0.963	
4.600	-39.446	11.491	0.354	
5.367	-29.838	12.969	-0.017	
6.133	-20.246	11.743	-0.208	
6.900	-12.139	9.298	-0.275	
7.667	-6.052	6.594	-0.268	
8.433	-1.953	4.173	-0.223	
9.200	0.480	2.270	-0.165	
9.967	1.673	0.931	-0.110	
10.733	2.036	0.091	-0.064	
11.500	1.912	-0.360	-0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

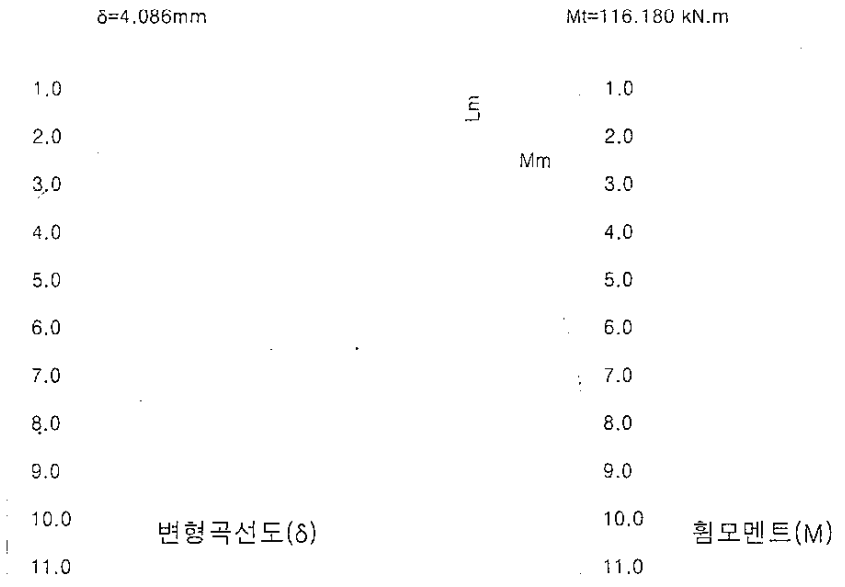
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -46.956 kN.m, 2.499 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.086 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	116.180	-168.761	4.086	
0.767	17.459	-92.187	3.123	
1.533	-30.985	-38.049	2.028	
2.300	-46.429	-5.486	1.105	
3.067	-43.655	10.436	0.453	
3.833	-33.205	15.458	0.063	
4.600	-21.473	14.481	-0.128	
5.367	-11.631	10.988	-0.187	
6.133	-4.719	7.090	-0.175	
6.900	-0.591	3.830	-0.132	
7.667	1.406	1.545	-0.085	
8.433	2.015	0.183	-0.046	
9.200	1.867	-0.473	-0.018	
9.967	1.407	-0.671	-0.002	
10.733	0.902	-0.619	0.006	
11.500	0.483	-0.465	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

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1080694.5	1917923.3
Axy.Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa.Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	16465534.0	16465534.0
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	51732649.7	51732649.7
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	0.0074059	0.0016826	0.0000295	COMBO 1	0.0125900	0.0023320	0.0001336
COMBO 2	0.0067161	0.0016431	-0.0000141	COMBO 2	0.0114173	0.0022471	0.0000715
COMBO 3	0.0054710	0.0016431	0.0004890	COMBO 3	0.0054710	0.0016431	0.0004890
COMBO 4	0.0076495	0.0023989	0.0001390	COMBO 4	0.0129067	0.0034090	0.0002908
COMBO 5	0.0069596	0.0021880	0.0000787	COMBO 5	0.0117340	0.0029555	0.0001919
COMBO 6	0.0063354	0.0021880	0.0007855	COMBO 6	0.0063354	0.0021880	0.0007855

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.649 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

■ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) - K2 \times \alpha$

$Ml(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0074059	0.0017466	0.0000295	399.437	111.160	0.000
	2	0.0074059	0.0017084	0.0000295	390.680	111.160	0.000
	3	0.0074059	0.0016701	0.0000295	381.924	111.160	0.000
	4	0.0074059	0.0016053	0.0000295	367.105	111.160	0.000
COMBO 2	1	0.0067161	0.0016124	-0.0000141	368.737	100.806	0.000
	2	0.0067161	0.0016308	-0.0000141	372.935	100.806	0.000
	3	0.0067161	0.0016491	-0.0000141	377.132	100.806	0.000
	4	0.0067161	0.0016802	-0.0000141	384.236	100.806	0.000
COMBO 3	1	0.0054710	0.0027066	0.0004890	618.976	145.734	0.000
	2	0.0054710	0.0020710	0.0004890	473.606	145.734	0.000
	3	0.0054710	0.0014353	0.0004890	328.235	145.734	0.000
	4	0.0054710	0.0003595	0.0004890	82.223	145.734	0.000
COMBO 4	1	0.0076495	0.0027012	0.0001390	617.731	114.816	0.000
	2	0.0076495	0.0025205	0.0001390	576.417	114.816	0.000
	3	0.0076495	0.0023399	0.0001390	535.104	114.816	0.000
	4	0.0076495	0.0020342	0.0001390	465.189	114.816	0.000
COMBO 5	1	0.0069596	0.0023591	0.0000787	539.507	104.462	0.000
	2	0.0069596	0.0022568	0.0000787	516.112	104.462	0.000
	3	0.0069596	0.0021545	0.0000787	492.717	104.462	0.000
	4	0.0069596	0.0019814	0.0000787	453.126	104.462	0.000
COMBO 6	1	0.0063354	0.0038965	0.0007855	891.087	168.761	0.000
	2	0.0063354	0.0028753	0.0007855	657.552	168.761	0.000
	3	0.0063354	0.0018541	0.0007855	424.018	168.761	0.000
	4	0.0063354	0.0001260	0.0007855	28.806	168.761	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0125900	0.0026226	0.0001336	599.752	188.972	0.000
	2	0.0125900	0.0024489	0.0001336	560.033	188.972	0.000
	3	0.0125900	0.0022752	0.0001336	520.314	188.972	0.000
	4	0.0125900	0.0019813	0.0001336	453.098	188.972	0.000
COMBO 2	1	0.0114173	0.0024027	0.0000715	549.467	171.370	0.000
	2	0.0114173	0.0023097	0.0000715	528.204	171.370	0.000
	3	0.0114173	0.0022167	0.0000715	506.941	171.370	0.000
	4	0.0114173	0.0020594	0.0000715	470.957	171.370	0.000
COMBO 3	1	0.0054710	0.0027066	0.0004890	618.976	145.734	0.000
	2	0.0054710	0.0020710	0.0004890	473.606	145.734	0.000
	3	0.0054710	0.0014353	0.0004890	328.235	145.734	0.000
	4	0.0054710	0.0003595	0.0004890	82.223	145.734	0.000
COMBO 4	1	0.0129067	0.0040415	0.0002908	924.243	193.725	0.000
	2	0.0129067	0.0036635	0.0002908	837.793	193.725	0.000
	3	0.0129067	0.0032855	0.0002908	751.343	193.725	0.000
	4	0.0129067	0.0026457	0.0002908	605.044	193.725	0.000
COMBO 5	1	0.0117340	0.0033728	0.0001919	771.328	176.123	0.000
	2	0.0117340	0.0031234	0.0001919	714.278	176.123	0.000
	3	0.0117340	0.0028739	0.0001919	657.228	176.123	0.000
	4	0.0117340	0.0024517	0.0001919	560.683	176.123	0.000
COMBO 6	1	0.0063354	0.0038965	0.0007855	891.087	168.761	0.000
	2	0.0063354	0.0028753	0.0007855	657.552	168.761	0.000
	3	0.0063354	0.0018541	0.0007855	424.018	168.761	0.000
	4	0.0063354	0.0001260	0.0007855	28.806	168.761	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	2.175	0	399.437	111.160	0.000	18
	2	0.875	0	390.680	111.160	0.000	18
	3	-0.425	0	381.924	111.160	0.000	18
	4	-2.625	0	367.105	111.160	0.000	18
	계			27704.632	8003.513	0.000	72
COMBO 2	1	2.175	0	368.737	100.806	0.000	18
	2	0.875	0	372.935	100.806	0.000	18
	3	-0.425	0	377.132	100.806	0.000	18
	4	-2.625	0	384.236	100.806	0.000	18
	계			27054.721	7258.008	0.000	72
COMBO 3	1	2.175	0	618.976	145.734	0.000	18
	2	0.875	0	473.606	145.734	0.000	18
	3	-0.425	0	328.235	145.734	0.000	18
	4	-2.625	0	82.223	145.734	0.000	18
	계			27054.721	10492.870	0.000	72
COMBO 4	1	2.175	0	617.731	114.816	0.000	18
	2	0.875	0	576.417	114.816	0.000	18
	3	-0.425	0	535.104	114.816	0.000	18
	4	-2.625	0	465.189	114.816	0.000	18
	계			39499.952	8266.755	0.000	72
COMBO 5	1	2.175	0	539.507	104.462	0.000	18
	2	0.875	0	516.112	104.462	0.000	18
	3	-0.425	0	492.717	104.462	0.000	18
	4	-2.625	0	453.126	104.462	0.000	18
	계			36026.319	7521.250	0.000	72
COMBO 6	1	2.175	0	891.087	168.761	0.000	18
	2	0.875	0	657.552	168.761	0.000	18
	3	-0.425	0	424.018	168.761	0.000	18
	4	-2.625	0	28.806	168.761	0.000	18
	계			36026.319	12150.821	0.000	72

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.175	0	599.752	188.972	0.000	18
	2	0.875	0	560.033	188.972	0.000	18
	3	-0.425	0	520.314	188.972	0.000	18
	4	-2.625	0	453.098	188.972	0.000	18
	계			38397.547	13605.972	0.000	72
COMBO 2	1	2.175	0	549.467	171.370	0.000	18
	2	0.875	0	528.204	171.370	0.000	18
	3	-0.425	0	506.941	171.370	0.000	18
	4	-2.625	0	470.957	171.370	0.000	18
	계			37000.239	12338.614	0.000	72
COMBO 3	1	2.175	0	618.976	145.734	0.000	18
	2	0.875	0	473.606	145.734	0.000	18
	3	-0.425	0	328.235	145.734	0.000	18
	4	-2.625	0	82.223	145.734	0.000	18
	계			27054.721	10492.870	0.000	72
COMBO 4	1	2.175	0	924.243	193.725	0.000	18
	2	0.875	0	837.793	193.725	0.000	18
	3	-0.425	0	751.343	193.725	0.000	18
	4	-2.625	0	605.044	193.725	0.000	18
	계			56131.626	13948.186	0.000	72
COMBO 5	1	2.175	0	771.328	176.123	0.000	18
	2	0.875	0	714.278	176.123	0.000	18
	3	-0.425	0	657.228	176.123	0.000	18
	4	-2.625	0	560.683	176.123	0.000	18
	계			48663.315	12680.829	0.000	72
COMBO 6	1	2.175	0	891.087	168.761	0.000	18
	2	0.875	0	657.552	168.761	0.000	18
	3	-0.425	0	424.018	168.761	0.000	18
	4	-2.625	0	28.806	168.761	0.000	18
	계			36026.319	12150.821	0.000	72

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

ㅎ) COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

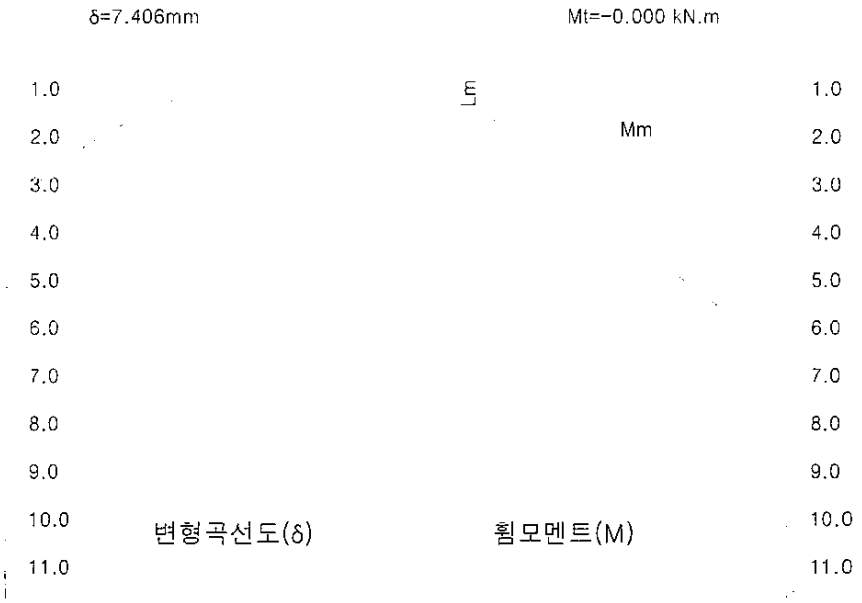
ㄱ) 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -84.130 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.406 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.406 mm

ㄴ) 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-111.160	7.406	
0.767	-60.391	-50.225	5.060	
1.533	-82.525	-10.786	3.061	
2.300	-81.344	11.398	1.549	
3.067	-68.211	21.188	0.524	
3.833	-50.880	23.022	-0.090	
4.600	-34.032	20.434	-0.396	
5.367	-20.027	15.943	-0.494	
6.133	-9.657	11.152	-0.469	
6.900	-2.774	6.943	-0.384	
7.667	1.234	3.684	-0.280	
8.433	3.130	1.421	-0.184	
9.200	3.635	0.025	-0.105	
9.967	3.339	-0.706	-0.048	
10.733	2.671	-0.977	-0.011	
11.500	1.912	-0.968	0.010	

ㄷ) 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

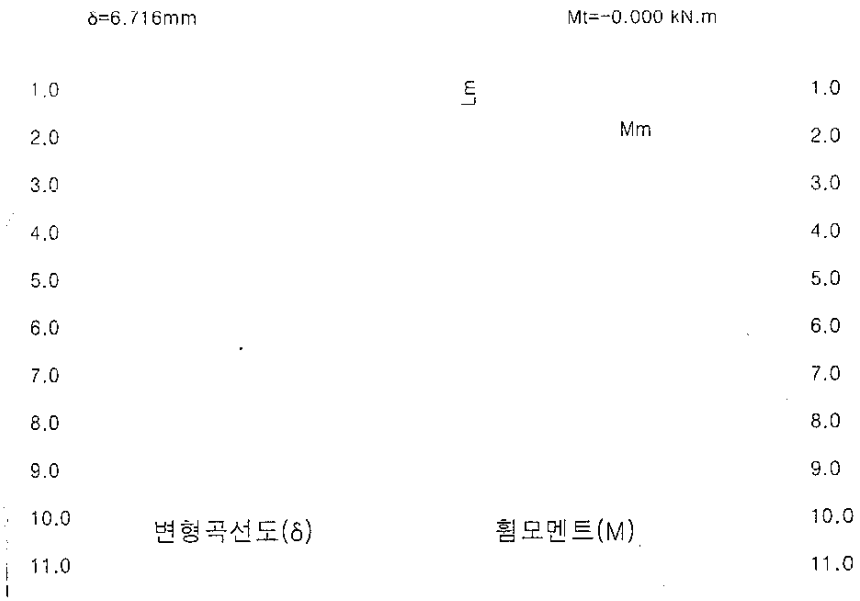
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -76.293 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.716 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.716 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-100.806	6.716	
0.767	-54.766	-45.547	4.589	
1.533	-74.838	-9.781	2.776	
2.300	-73.767	10.336	1.405	
3.067	-61.858	19.214	0.475	
3.833	-46.141	20.878	-0.081	
4.600	-30.862	18.531	-0.359	
5.367	-18.161	14.458	-0.448	
6.133	-8.757	10.113	-0.425	
6.900	-2.516	6.296	-0.348	
7.667	1.119	3.341	-0.254	
8.433	2.839	1.289	-0.166	
9.200	3.297	0.023	-0.095	
9.967	3.028	-0.640	-0.043	
10.733	2.422	-0.886	-0.010	
11.500	1.734	-0.878	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

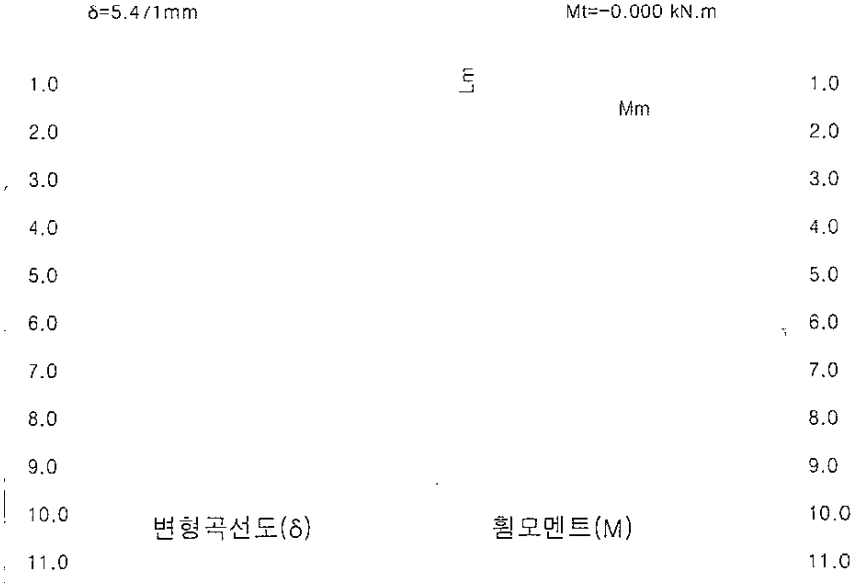
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -91.100 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.471 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.471 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-145.734	5.471	
0.767	-73.295	-52.766	3.400	
1.533	-91.098	0.505	1.745	
2.300	-79.988	24.556	0.627	
3.067	-58.106	30.292	-0.012	
3.833	-35.947	26.514	-0.299	
4.600	-18.329	19.217	-0.367	
5.367	-6.479	11.862	-0.320	
6.133	0.258	6.028	-0.231	
6.900	3.259	2.114	-0.142	
7.667	3.934	-0.107	-0.072	
8.433	3.411	-1.091	-0.025	
9.200	2.456	-1.308	0.002	
9.967	1.506	-1.131	0.013	
10.733	0.758	-0.812	0.016	
11.500	0.259	-0.497	0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

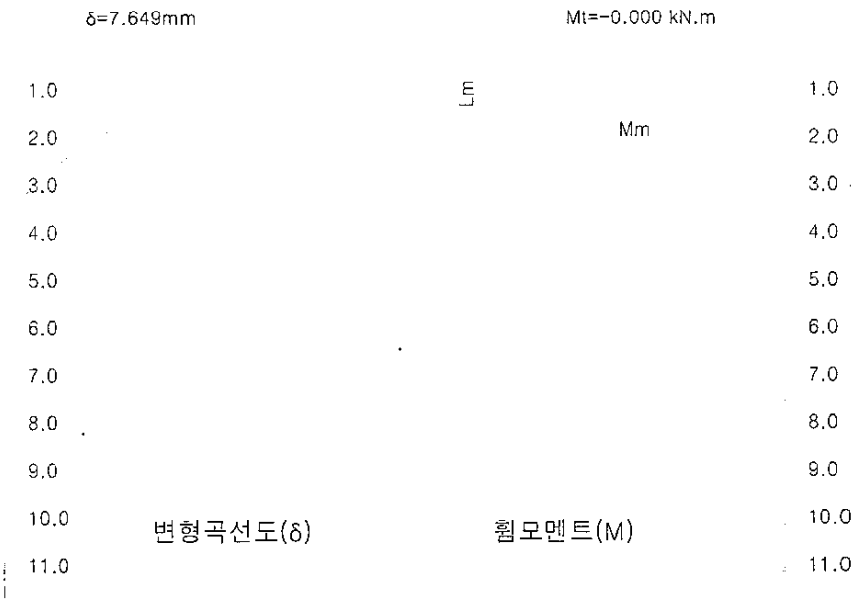
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.897 kN.m. 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.649 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.649 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-114.816	7.649	
0.767	-62.377	-51.877	5.227	
1.533	-85.239	-11.141	3.161	
2.300	-84.019	11.773	1.600	
3.067	-70.455	21.885	0.541	
3.833	-52.554	23.780	-0.093	
4.600	-35.151	21.106	-0.409	
5.367	-20.685	16.467	-0.510	
6.133	-9.974	11.519	-0.484	
6.900	-2.866	7.171	-0.396	
7.667	1.275	3.805	-0.290	
8.433	3.233	1.468	-0.190	
9.200	3.755	0.026	-0.108	
9.967	3.449	-0.729	-0.049	
10.733	2.758	-1.009	-0.011	
11.500	1.975	-1.000	0.011	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마. COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

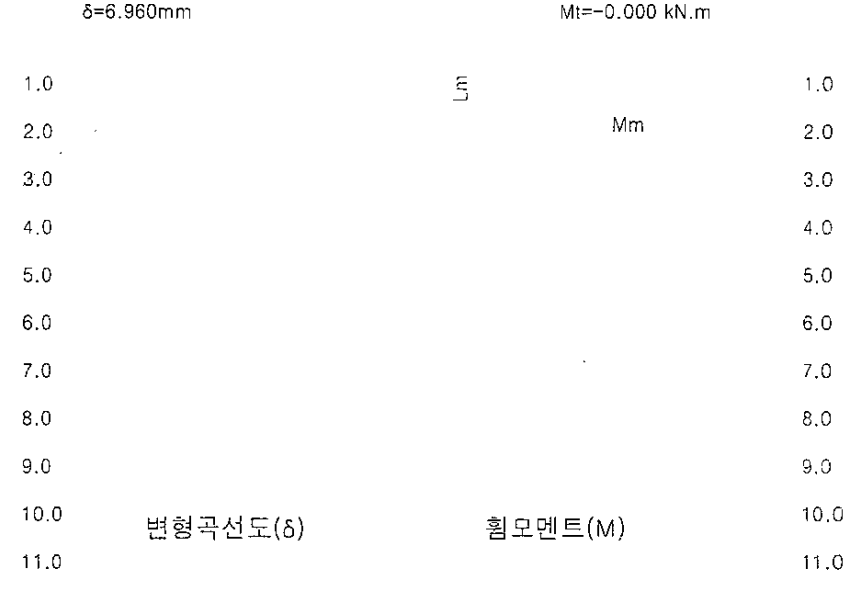
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -79.060 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.960 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.960 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-104.462	6.960	
0.767	-56.752	-47.199	4.755	
1.533	-77.552	-10.136	2.876	
2.300	-76.442	10.711	1.456	
3.067	-64.101	19.911	0.493	
3.833	-47.815	21.635	-0.084	
4.600	-31.981	19.203	-0.372	
5.367	-18.820	14.982	-0.464	
6.133	-9.075	10.480	-0.441	
6.900	-2.607	6.524	-0.361	
7.667	1.160	3.462	-0.264	
8.433	2.942	1.335	-0.172	
9.200	3.416	0.023	-0.099	
9.967	3.138	-0.663	-0.045	
10.733	2.510	-0.918	-0.010	
11.500	1.797	-0.910	0.010	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

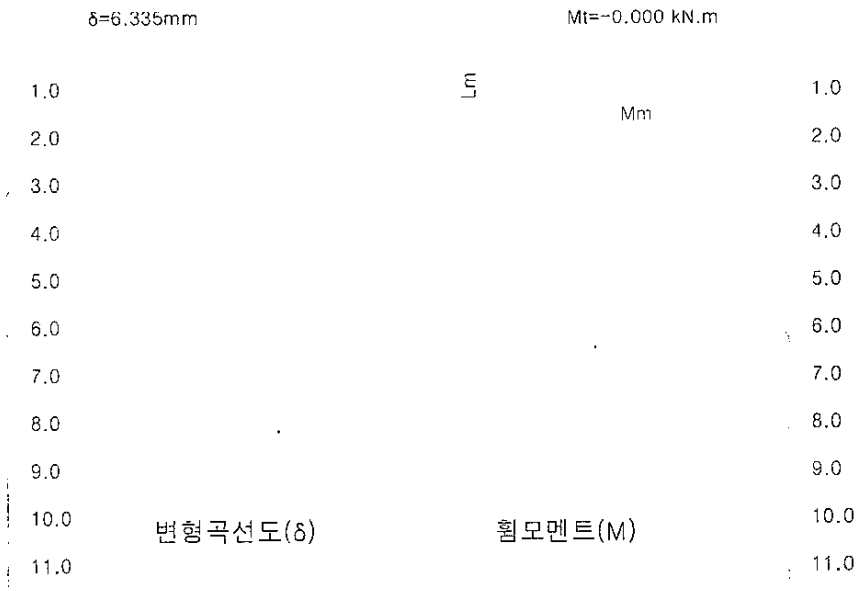
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -105.495 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.335 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.335 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-168.761	6.335	
0.767	-84.876	-61.103	3.937	
1.533	-105.492	0.585	2.020	
2.300	-92.627	28.436	0.726	
3.067	-67.287	35.078	-0.014	
3.833	-41.627	30.703	-0.347	
4.600	-21.225	22.254	-0.424	
5.367	-7.503	13.736	-0.370	
6.133	0.299	6.981	-0.268	
6.900	3.774	2.448	-0.165	
7.667	4.556	-0.124	-0.084	
8.433	3.951	-1.264	-0.029	
9.200	2.844	-1.514	0.002	
9.967	1.744	-1.309	0.015	
10.733	0.877	-0.941	0.018	
11.500	0.300	-0.575	0.016	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

가) COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

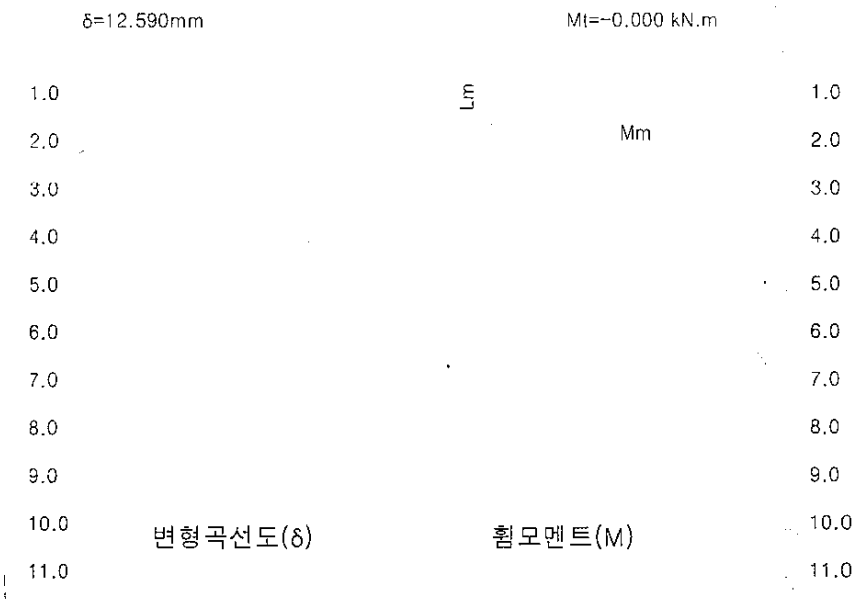
가) 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -143.021 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.590 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.590 mm

나) 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.972	12.590	
0.767	-102.665	-85.382	8.602	
1.533	-140.292	-18.336	5.203	
2.300	-138.284	19.376	2.634	
3.067	-115.959	36.020	0.891	
3.833	-86.497	39.138	-0.153	
4.600	-57.854	34.738	-0.672	
5.367	-34.045	27.102	-0.839	
6.133	-16.416	18.958	-0.797	
6.900	-4.716	11.803	-0.652	
7.667	2.098	6.263	-0.477	
8.433	5.322	2.416	-0.312	
9.200	6.180	0.042	-0.178	
9.967	5.676	-1.199	-0.081	
10.733	4.540	-1.661	-0.018	
11.500	3.250	-1.646	0.017	

다) 변형곡선도 및 휨모멘트도



나 COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

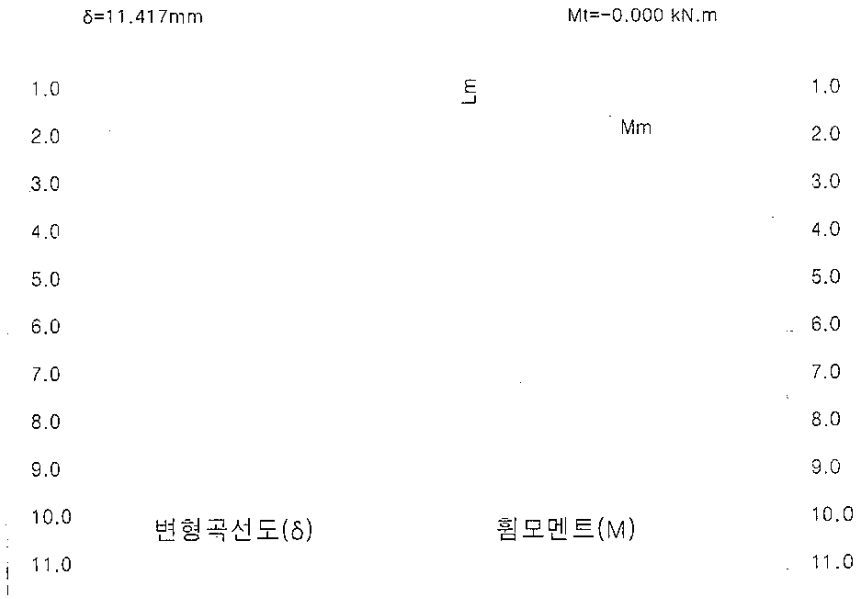
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -129.699 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.417 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.417 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-171.370	11.417	
0.767	-93.102	-77.429	7.801	
1.533	-127.224	-16.628	4.719	
2.300	-125.403	17.571	2.388	
3.067	-105.158	32.665	0.808	
3.833	-78.440	35.492	-0.138	
4.600	-52.465	31.502	-0.610	
5.367	-30.874	24.578	-0.761	
6.133	-14.887	17.192	-0.723	
6.900	-4.277	10.703	-0.592	
7.667	1.903	5.679	-0.432	
8.433	4.826	2.191	-0.283	
9.200	5.604	0.038	-0.162	
9.967	5.147	-1.088	-0.074	
10.733	4.117	-1.506	-0.016	
11.500	2.947	-1.492	0.016	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

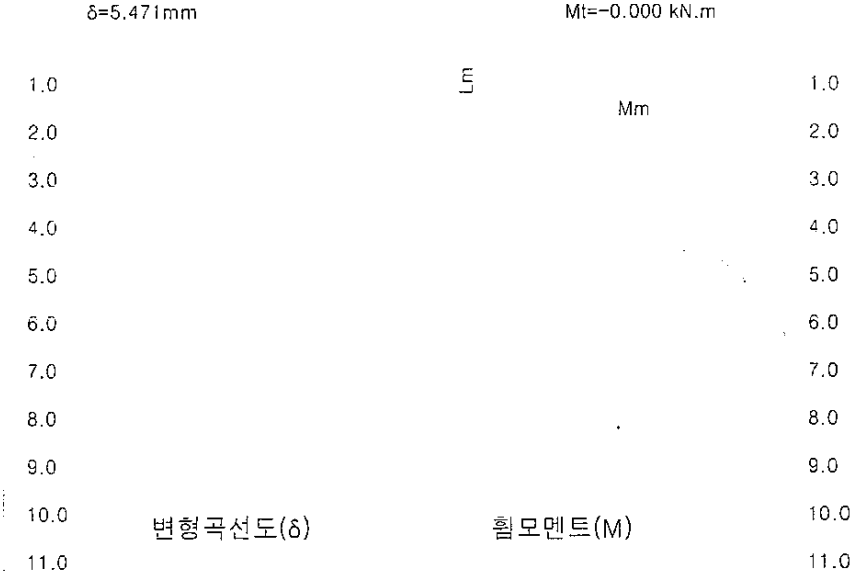
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -91.100 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.471 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.471 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-145.734	5.471	
0.767	-73.295	-52.766	3.400	
1.533	-91.098	0.505	1.745	
2.300	-79.988	24.556	0.627	
3.067	-58.106	30.292	-0.012	
3.833	-35.947	26.514	-0.299	
4.600	-18.329	19.217	-0.367	
5.367	-6.479	11.862	-0.320	
6.133	0.258	6.028	-0.231	
6.900	3.259	2.114	-0.142	
7.667	3.934	-0.107	-0.072	
8.433	3.411	-1.091	-0.025	
9.200	2.456	-1.308	0.002	
9.967	1.506	-1.131	0.013	
10.733	0.758	-0.812	0.016	
11.500	0.259	-0.497	0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

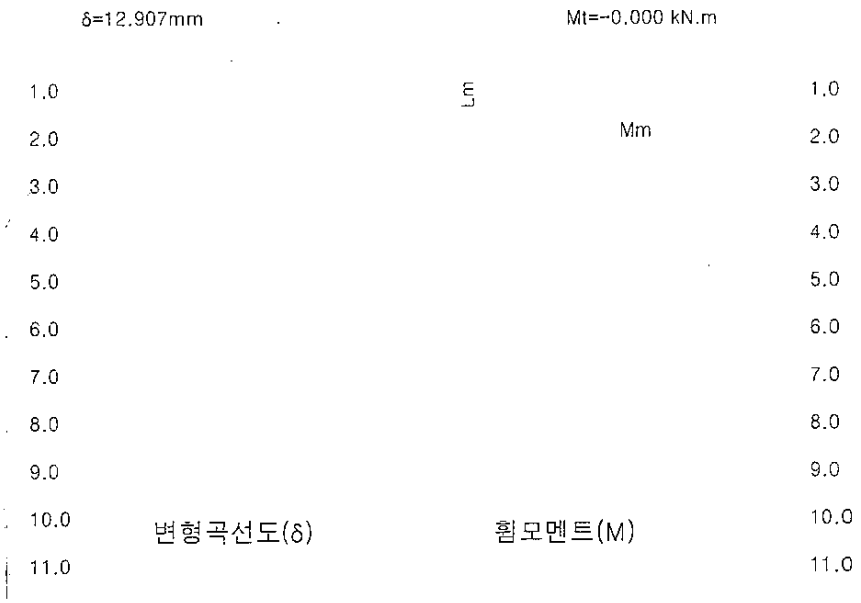
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -146.618 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.907 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.907 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-193.725	12.907	
0.767	-105.247	-87.530	8.819	
1.533	-143.821	-18.797	5.334	
2.300	-141.762	19.864	2.700	
3.067	-118.876	36.926	0.914	
3.833	-88.672	40.122	-0.157	
4.600	-59.309	35.612	-0.689	
5.367	-34.902	27.784	-0.861	
6.133	-16.829	19.435	-0.817	
6.900	-4.835	12.099	-0.669	
7.667	2.151	6.420	-0.489	
8.433	5.455	2.477	-0.320	
9.200	6.336	0.043	-0.183	
9.967	5.819	-1.230	-0.083	
10.733	4.654	-1.703	-0.019	
11.500	3.332	-1.687	0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

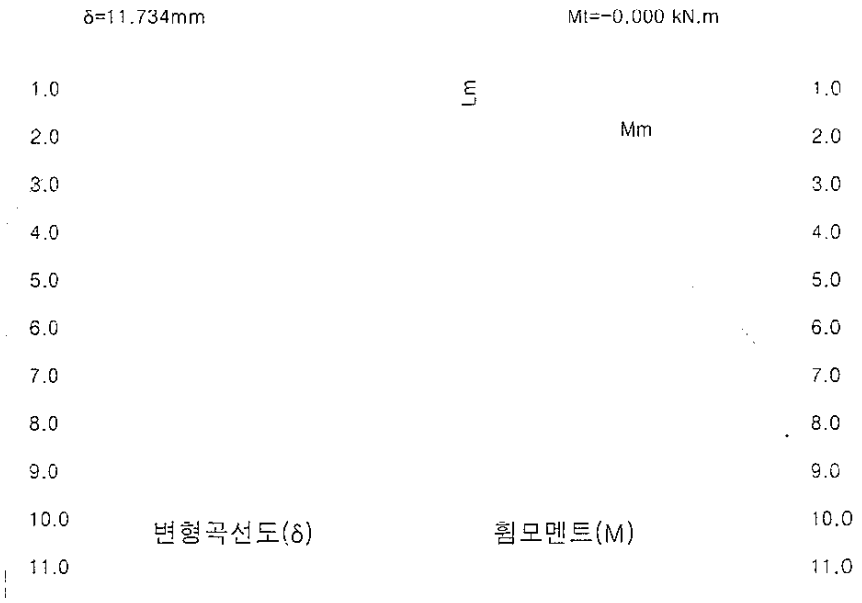
㉤ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -133.296 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.734 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.734 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-176.123	11.734	
0.767	-95.684	-79.577	8.017	
1.533	-130.753	-17.089	4.849	
2.300	-128.882	18.059	2.455	
3.067	-108.074	33.571	0.831	
3.833	-80.615	36.477	-0.142	
4.600	-53.920	32.376	-0.627	
5.367	-31.730	25.259	-0.782	
6.133	-15.300	17.669	-0.743	
6.900	-4.396	11.000	-0.608	
7.667	1.956	5.837	-0.444	
8.433	4.960	2.252	-0.291	
9.200	5.760	0.039	-0.166	
9.967	5.290	-1.118	-0.076	
10.733	4.231	-1.548	-0.017	
11.500	3.029	-1.534	0.016	

㉡ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

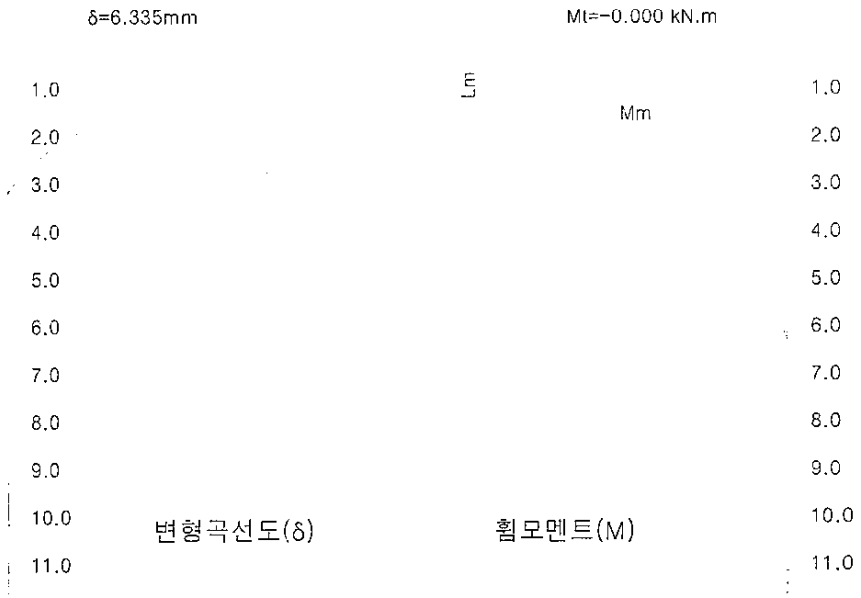
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -105.495 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.335 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.335 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-168.761	6.335	
0.767	-84.876	-61.103	3.937	
1.533	-105.492	0.585	2.020	
2.300	-92.627	28.436	0.726	
3.067	-67.287	35.078	-0.014	
3.833	-41.627	30.703	-0.347	
4.600	-21.225	22.254	-0.424	
5.367	-7.503	13.736	-0.370	
6.133	0.299	6.981	-0.268	
6.900	3.774	2.448	-0.165	
7.667	4.556	-0.124	-0.084	
8.433	3.951	-1.264	-0.029	
9.200	2.844	-1.514	0.002	
9.967	1.744	-1.309	0.015	
10.733	0.877	-0.941	0.018	
11.500	0.300	-0.575	0.016	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

i) 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.6495 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 6.3354 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 208.400 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 312.600 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	484.047	264.990	1586.000	208.400	O.K
	HINGE	399.437	367.105	1586.000	208.400	O.K
COMBO 2	FIX	446.571	290.299	1586.000	208.400	O.K
	HINGE	384.236	368.737	1586.000	208.400	O.K
COMBO 3	FIX	694.566	-9.005	2379.000	312.600	O.K
	HINGE	618.976	82.223	2379.000	312.600	O.K
COMBO 4	FIX	702.185	363.262	1586.000	208.400	O.K
	HINGE	617.731	465.189	1586.000	208.400	O.K
COMBO 5	FIX	617.637	358.831	1586.000	208.400	O.K
	HINGE	539.507	453.126	1586.000	208.400	O.K
COMBO 6	FIX	971.513	-68.261	2379.000	312.600	O.K
	HINGE	891.087	28.806	2379.000	312.600	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소율 검토

: 『두루교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 11.60 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 11.50/0.508 = 22.638 < 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	484.047	122.222	96.738	140.00	O.K
	HINGE	399.437	84.130	70.857	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	446.571	112.434	89.074	140.00	O.K
	HINGE	384.236	76.293	65.675	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	694.566	109.192	103.315	210.00	O.K
	HINGE	618.976	91.100	88.742	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	702.185	121.997	110.674	140.00	O.K
	HINGE	617.731	86.897	86.407	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	617.637	112.862	100.327	140.00	O.K
	HINGE	539.507	79.060	77.164	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	971.513	116.180	124.908	210.00	O.K
	HINGE	891.087	105.495	113.995	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

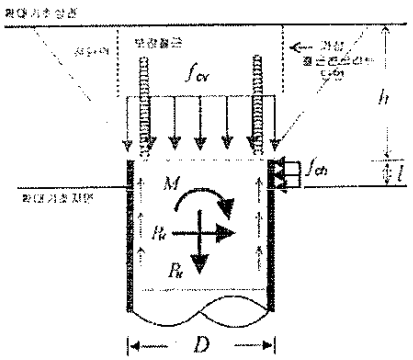
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	111.160	14.321	80.000	O.K
	HINGE	111.160	14.321	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	100.806	12.987	80.000	O.K
	HINGE	100.806	12.987	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	145.734	18.776	120.000	O.K
	HINGE	145.734	18.776	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	114.816	14.792	80.000	O.K
	HINGE	114.816	14.792	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	104.462	13.458	80.000	O.K
	HINGE	104.462	13.458	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	168.761	21.742	120.000	O.K
	HINGE	168.761	21.742	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 = 702184.8 / (π/4 x 508 ²)
= 3.464 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K

* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)

fcv = 971513.4 / (π/4 x 508 ²)
= 4.793 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 = 702184.8 / {π x (508 + 1300) x 1300 }
= 0.095 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 971513.4 / {π x (508 + 1300) x 1300 }
= 0.132 MPa ≤ τa3' = 1.197 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 = 114816.040 / (508 x 100)
= 2.260 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 168761.400 / (508 x 100)
= 3.322 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

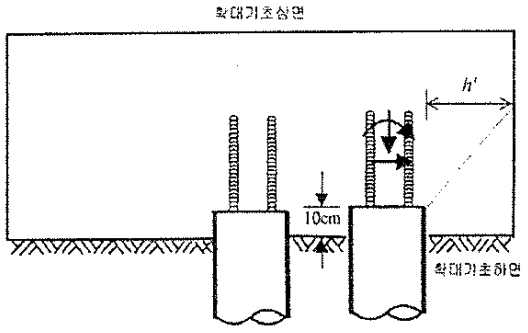
τh = 114816.040 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.193 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 168761.400 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.284 MPa ≤ τa3 = 1.197 MPa ∴ O.K



④ 철근정착

$$L_{\prime\prime} = \frac{f_{sa1} A_{st}}{\tau_{oa} U}$$

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 = 1065214.679 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)

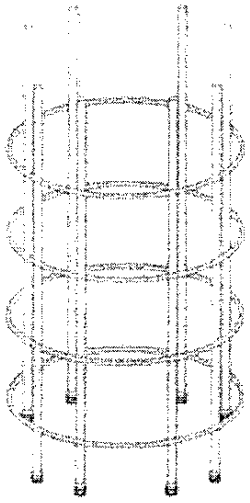
* PUNCHING 전단강도

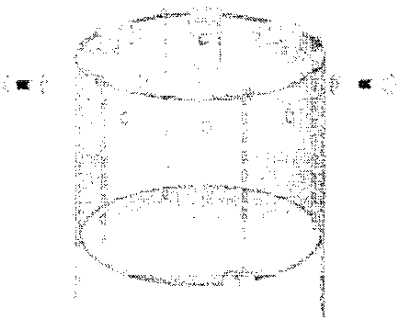
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 5522.9 x 1250)

= 9018890.406 N ≥ PNmax = 1065214.679 N ∴ O.K

복현 2교_A1교대	발주처 :	BBM KOREA. Co., Ltd.
	용역사 :	2014년 7월 23일

강관말뚝 볼트식 머리보강(B.B.M III)의 구조 검토 보고서





특허출원 제 0059148 호
실용신안등록 제 0426656 호

저작권	BBM KOREA. Co., Ltd.
주 소	경기도 안산시상록구 팔곡일동 568-6
Tel	031-438-1530
Fax	031-409-8031

1. Input Data

1) 확대기초 제원



H (단면두께)	=	1400.0	mm
l (말뚝 매입길이)	=	100.0	mm
h (수직유효두께)	=	1300.0	mm
h' (수평유효두께)	=	396.0	mm
fck (콘크리트 설계기준강도)	=	27.0	MPa
va3(콘크리트 허용 압발전단응력)	=	1.0	MPa (평상시)
va3(콘크리트 허용 압발전단응력)	=	1.3	MPa (지진시)
voa(콘크리트 허용 부착응력)	=	1.7	MPa

2) 강관말뚝 제원
강관종류는 SPS400 강종

D (말뚝직경)	=	508.0	mm
t' (말뚝두께)	=	12.0	mm

3) 보강 철근량 제원



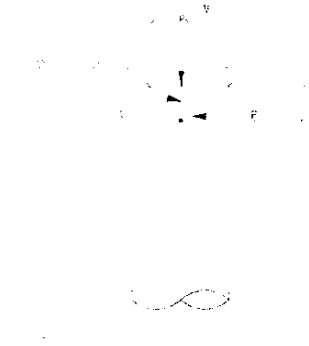
보강 철근 종류	= H22(SD40)	12	EA
Ast(공칭단면적)	=	387.1	mm^2
d1 (보강철근 공칭지름)	=	22.2	mm
U (보강철근 공칭둘레)	=	70.0	mm
de2(나사산의 유효직경)	=	21.326	mm
fsa1(보강철근의 허용인장응력)	=	180.0	MPa (평상시)
fsa1(보강철근의 허용인장응력)	=	239.4	MPa (지진시)
vsa1(나사산의 허용 전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vsa1(나사산의 허용 전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)

4) 지압이음용 고장력볼트 제원



사용볼트	= M22*40L	12	EA
de3 (볼트나사의 유효직경)	=	20.70	mm
vsa2(볼트의 허용 전단응력)	=	190.0	MPa(평상시)
vsa2(볼트의 허용력)	=	252.7	MPa(지진시)
vba2(볼트의 허용 지압응력)	=	240.0	MPa(평상시)
vba2(볼트의 허용력)	=	319.2	MPa(지진시)
l (고장력볼트의 길이)	=	40.0	mm
b (고장력볼트의 연단거리)	=	10.0	mm
S (ㄷ형 연결재 두께)	=	12.0	mm

5) 말뚝머리작용하중



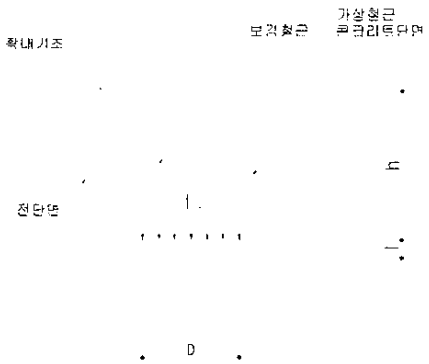
① 평상시

Pn.max (최대 압입력)	=	702.185	kN
Pn.min (최소 압입력)	=	264.990	kN
Ph.max (최대 수평력)	=	114.816	kN
M max (최대 모멘트)	=	121.997	kN*m

② 지진시

Pn.max (최대 압입력)	=	971.513	kN
Pn.min (최소 압입력)	=	-68.261	kN
Ph.max (최대 수평력)	=	168.761	kN
M max (최대 모멘트)	=	116.180	kN*m

2. 압입력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력(fcv) 검토

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{702185.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 3.5 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{971513.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 4.8 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
fck(콘크리트설계기준강도)	=	27.0 MPa	
fca(콘크리토허용지압응력) = 0.25fck	=	6.8 MPa	(평상시)
fca(콘크리트허용지압응력) = 1.33fca(평상시)	=	9.0 MPa	(지진시)
Pn.max (최대 압입력)	=	702.185 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	971.513 kN	(지진시)

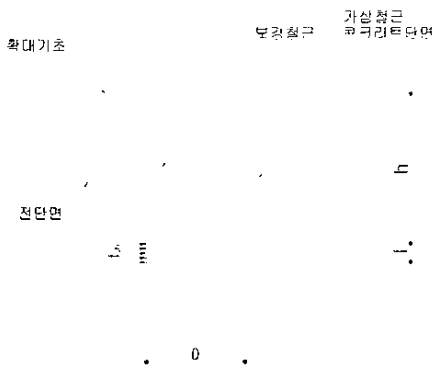
2)확대기초 콘크리트의 수직압발전단응력(Vv) 검토

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{702185.0}{\pi \times (508.00 + 1300.0) \ 1300.0} = 0.10 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{971513.0}{\pi \times (508.00 + 1300.0) \ 1300.0} = 0.13 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
h (확대기초 수직유효두께)	=	1300.0 mm	
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.0 MPa	(평상시)
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.3 MPa	(지진시)
Pn.max (최대 압입력)	=	702.185 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	971.513 kN	(지진시)

3. 수평력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수평지압응력(fch) 검토

$$f_{ch} = \frac{P_{h,max}}{D \times l} = \frac{114816.0}{508.00 \times 100.00} = 2.3 \text{ MPa} < f_{ca} = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad \text{O.K}$$

$$f_{ch} = \frac{P_{h,max}}{D \times l} = \frac{168761.0}{508.00 \times 100.00} = 3.3 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad \text{O.K}$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
l (말뚝의 매입길이)	=	100.0 mm	
fck(콘크리트설계기준강도)	=	27.0 MPa	
fca(콘크리트허용지압응력) = 0.25fck	=	6.8 MPa	(평상시)
fca(콘크리트허용지압응력) = 1.33fca(평상시)	=	9.0 MPa	(지진시)
Ph,max (최대 수평력)	=	114.816 kN	(평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	168.761 kN	(지진시)

2)확대기초 콘크리트의 수평압발전단응력(Vh) 검토

$$V_h = \frac{P_{h,max}}{h'(2l+D+2h')} = \frac{114816.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508.0 + 2 \times 396.0)} = 0.19 \text{ MPa} < v_{ca} = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad \text{O.K}$$

$$V_h = \frac{P_{h,max}}{h'(2l+D+2h')} = \frac{168761.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508 + 2 \times 396.0)} = 0.28 \text{ MPa} < v_{ca} = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad \text{O.K}$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
h '(확대기초 수평유효두께)	=	396.0 mm	
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.0 MPa	(평상시)
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.3 MPa	(지진시)
Ph,max (최대 수평력)	=	114.816 kN	(평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	168.761 kN	(지진시)

4. 인발력에 대한 검토

1) 부풀림 보강철근 나사산의 전단응력(Vs1) 검토

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{0.000}{12 \times \pi \times 21.3 \times 25}$$

$= 0.0$ MPa $<$ vsa1 = 80.0 MPa (평상시) O.K

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{68261.000}{12 \times \pi \times 21.3 \times 25}$$

$= 3.4$ MPa $<$ vsa1 = 106.4 MPa (지진시) O.K

사용철근	=	H22(S040) - 12	EA
n1 (부풀림보강철근 사용개수)	=	12	EA
de2 (부풀림보강철근 나사산 유효직경)	=	21.326	mm
lr (나사선 연결부 길이) 2 1	=	25	mm
vsa1(보강철근 나사산의 허용전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vsa1(보강철근 나사산의 허용전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)
Pu,max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu,max (최대 인발력)	=	68.261	kN (지진시)

2) 지압이음용 고장력 볼트 검토

① 전단응력(Vs2) 검토

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{0.000}{12 \left(\pi \times 20.70^2 / 4 \right)}$$

$= 0.0$ MPa $<$ vs2 = 190.0 MPa (평상시) O.K

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{68261.000}{12 \left(\pi \times 20.70^2 / 4 \right)}$$

$= 16.9$ MPa $<$ vs2 = 252.7 MPa (지진시) O.K

사용볼트 = M22*40L

n2 (고장력볼트 개수)	=	12	EA
de3 (고장력볼트 나사의 유효직경)	=	20.700	mm
vsa2(고장력볼트의 허용 전단응력)	=	190.0	MPa (평상시)
vsa2(고장력볼트의 허용 전단응력)	=	252.7	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	68.261	kN (지진시)

② 지압응력(Vb2) 검토

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{0.000}{12\ (\ 20.70\ x\ 9\ )}$$

$= 0.0$ MPa $<$ vb2 = 240.0 MPa (평상시) O.K

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{68261.000}{12\ (\ 20.70\ x\ 9\ )}$$

$= 30.5$ MPa $<$ vb2 = 319.2 MPa (지진시) O.K

n2 (고장력볼트 개수)	=	12	EA
t (강관과 강재절편 중 얇은쪽의 두께)	=	9	mm
de3 (고장력볼트 나사의 유효직경)	=	20.700	mm
vba2(고장력볼트의 허용 지압응력)	=	240.0	MPa (평상시)
vba2(고장력볼트의 허용 지압응력)	=	319.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	68.261	kN (지진시)

3) 고장력볼트 배치시 연단거리 s 검토 -. 강구조공학(한국강구조학회 발행) P129 참조

-. 볼트 구멍이 배치된 경우 다음 볼트구멍까지의 거리 s(피치)를 구하는 방법으로 검토

$$bn = bg - (n \times d) + \sum \frac{si}{4 \times gi}$$

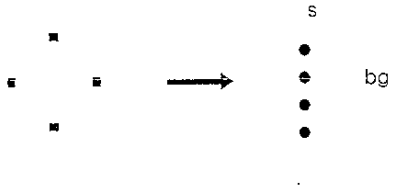
$$= \begin{cases} 1577 - (\ 12 \times 25\ ) \\ 1577 - (\ 23 \times 25\ ) + \dfrac{70^2}{4 \times 65.7} \times 22 = 1412.2 \end{cases} = 1277$$

중 작은 값

∴ bn = 1277 mm가 된다

$An = bn \times t = 1277 \times 12 = 15324\ mm^2$

여기서,



bg : 강관의 총 둘레
bn : 강관의 순 둘레(볼트구멍을 제외한 둘레)
n : 볼트구멍의 수
d : 볼트구멍의 직경(볼트직경 + 3mm)
gi : 구멍간 간격
si : 피치
t : 강관의 두께

-. 인장부재의 내하력

Tn = fy x An > Pu,max (최대인발력) 이므로

Tn = 140 x 15324 = 2145.36 kN > Pu.max = 68.261 kN O.K

5. ㄷ형 강재 절편에 대한 검토

1) 인발력에 의한 저항단면의 휨응력(fs3) 검토

$$fs3 = \frac{Pu.max \times Im \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{0 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 12} = 0.0 \ MPa$$

fsa3 = 140.0 MPa (평상시)

$$fs3 = \frac{Pu.max \times Im \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{68261 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 12} = 21.3 \ MPa$$

fsa3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	12	EA
Im (모멘트 팔길이)	=	18.0	mm
I (저항단면의 단면2차모멘트)	=	60000	mm^4
y (저항단면의 높이)	=	25	mm
fsa3(제품의 허용휨응력)	=	140.0	MPa (평상시)
fsa3(제품의 허용휨응력)	=	186.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	68.261	kN (지진시)

2) 인발력에 의한 저항단면의 전단응력(Vv3) 검토

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{0.000}{12 \times 1120.0} = 0.0 \ MPa$$

vva3 = 80.0 MPa (평상시)

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{68261.000}{12 \times 1120.0} = 5.1 \ MPa$$

vva3 = 106.4 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	12	EA
A (저항단면 전단면적)	=	1120.0	mm^2
vva3(제품의 허용 전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vva3(제품의 허용 전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	68.261	kN (지진시)

3) 합성응력의 검산

$$\left(\frac{fs3}{fsa3}\right)^2 + \left(\frac{Vv3}{vva3}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\left(\frac{0.0}{140.0}\right)^2 + \left(\frac{0.0}{80.0}\right)^2 = 0 \leq 1.2 \quad \text{(평상시)}$$

$$\left(\frac{21.3}{186.2}\right)^2 + \left(\frac{5.1}{106.4}\right)^2 = 0.0154 \leq 1.2 \quad \text{(지진시)}$$

4) 인발력에 따른 최소순단면 인장응력(Vt3) 검토

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * At} = \frac{0.000}{12 \times 480.0}$$

= 0.0 MPa vta3 = 140.0 MPa (평상시)

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * At} = \frac{68261.000}{12 \times 480.0}$$

= 11.9 MPa vta3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	12	EA
At (볼트 연결부 단면의 순단면적)	=	480.0	mm^2 (= 단면적 - 볼트구멍 공제)
vta3(제품의 허용 인장응력)	=	140.0	MPa (평상시)
vta3(제품의 허용 인장응력)	=	186.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	68.261	kN (지진시)

6. 보강철근의 소요정착장(L0) 검토 : 수직형

$$L0 = Max\left[\frac{fsa1 \times Ast}{voa \times U}, 35*d1+(D/2)\right] = Max\left[\frac{180.0 \times 387.1}{1.7 \times 70.0}, 35 \times 22 + 254\right]$$

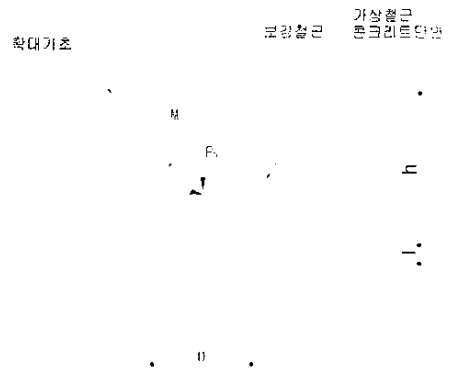
$$= Max\left[585.5, 1031\right] = 1031 \text{ mm}$$

사용철근	H22(SD40) - 12	EA
d1 (보강철근의 공칭지름)	22.2	mm
U (보강철근의 공칭둘레)	70.0	mm
Ast (보강철근의 공칭단면적)	387.1	mm^2
fsa1(보강철근의 허용 인장응력)	180.0	MPa
voa (기초 콘크리트의 허용 부착응력)	1.7	MPa

따라서, 부틀림 보강철근의 정착장은 1031.0 mm 이상으로 한다.

7. 확대기초속의 말뚝머리 부분의 매입길이는 최소한 100 mm 로 한다.

8. 가상 철근콘크리트 단면의 검토



상시와 지진시에 발생하는 최대 수직력과 최대 휨모멘트, 최소수직력과 최대 휨모멘트 각각에 대하여 말뚝머리의 보강철근과 콘크리트의 응력을 검토한다.
이때 말뚝머리는 말뚝의 직경보다 200 ㎜를 더한 가상의 철근 콘크리트 기둥으로 가정한다.
이는 실험에 의해 검증된 것으로 본 방법을 이용할 경우, 탄성계수비(n)는 15로 한다

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력 계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$fc = (M' / r^3)C \leq fca\ (= 0.4fck)$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos\alpha}{2\sin^3\alpha/3 - \alpha\cos\alpha + \sin\alpha\cos^2\alpha + \alpha/4 - D}$$

$$D = \sin\alpha\cos\alpha/4 + \sin^3\alpha\cos\alpha/6 - \pi np(0.5(rs/r)^2 - \cos\alpha)$$

위 식에서 α는 아래의 식에서 구한다.

(1) 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인경우,

$$e/r = \frac{\alpha/4 - \sin\alpha\cos\alpha(5/12 - \cos^2\alpha/6) + 0.5\pi np(rs/r)^2}{\sin\alpha(2 + \cos^2\alpha)/3 - \alpha\cos\alpha - \pi np\cos\alpha}$$

(2) 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P = 0$ 인경우,

$$0 = \sin\alpha(2 + \cos^2\alpha)/3 - \alpha\cos\alpha - \pi np\cos\alpha$$

단, $0 \leq \alpha \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$fs = (M/r^3)S \times n \leq fsa$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C^* \frac{rs/r + \cos\alpha}{1 - \cos\alpha}$$

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

rs/r= 229.00 / 354.00 = 0.647
D (말뚝지름) = 508.0 mm
r (가상단면의 반경) = (D + 200) / 2 = 354.00 mm
re(보강철근중심에서 ㄷ형 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.01180 = 0.177
As(보강철근량) = H22(SD40) x 12 EA = 387.1 x 12 = 4645.2 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 4645.2 / (π x 354.00^2) = 0.01180
e/r= 173.739 / 354.00 = 0.491 (평상시)
e/r= 119.587 / 354.00 = 0.338 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn,max = 12199700.0 / 702185.0 = 173.739 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn,max = 11618000.0 / 971513.0 = 119.587 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터
C = 0.714 . S = 0.311 . (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.177 , e/r = 0.491)
C = 0.579 . S = 0.105 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.177 , e/r = 0.338)
fc = (M'/r^3) x C = (37057049.0 / 354.000^3) x 0.714 x 10
= 6.0 MPa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (46009560.2 / 354.000^3) x 0.579 x 10
= 6.0 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (37057049.0 / 354.000^3) x 0.311 x 15
= 3.9 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (46009560.2 / 354.000^3) x 0.105 x 15
= 1.6 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn,max x r = 121.997 + 702 x ##### = 370.570 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn,max x r = 116.180 + 971.513 x ##### = 460.096 kN-m (지진시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 1.33 fca = 1.33 x 10.8 = 14.4 MPa (지진시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 180.00 MPa (평상시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 239.40 MPa (지진시)

2) 최소 압입력(Pn.min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

rs/r= 229.00 / 354.00 = 0.647
D (말뚝지름) = 508.0 mm
r (가상단면의 반경) = (D + 200) / 2 = 354.0 mm
re(보강철근중심에서 ㄷ형 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.01180 = 0.177
As(보강철근량) = H22(SD40) x 12 EA = 387.1 x 12 = 4645.2 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 4645.2 / (π x 354.00^2) = 0.01180
e/r= 460.383 / 354.00 = 1.301 (평상시)
e/r= -1701.997 / 354.00 = -4.808 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn,min = 12199700.0 / 264990.0 = 460.383 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn,min = 11618000.0 / -68261.0 = -1702.00 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터

C = 1.185 , S = 1.222 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.177 , e/r = 1.301)
C = 2.989 , S = 5.551 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.177 , e/r = -4.808)
fc = (M'/r^3) x C = (21580346.0 / 354.000^3) x 1.185 x 10
= 5.8 Mpa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (9201560.6 / 354.000^3) x 2.989 x 10
= 6.2 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (21580346.0 / 354.000^3) x 1.222 x 15 x 10
= 89.2 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (9201560.6 / 354.000^3) x 5.55 x 15 x 10
= 172.7 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn,min x r = 121.997 + 265.0 x ##### = 215.803 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn,min x r = 116.180 + -68.3 x ##### = 92.016 kN-m (지진시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 1.33 fca = 1.33 x 10.8 = 14.4 MPa (지진시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 180.00 MPa (평상시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 239.40 MPa (지진시)

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. 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	805.458	O.K
	허용인발력(kN/EA)	150.3	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	138.927	O.K
	전단응력(MPa)	80	16.397	O.K
	수평변위(mm)	15	12.941	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1174.944	O.K
	허용인발력(kN/EA)	225.45	-212.278	O.K
	휨응력(MPa)	210	170.255	O.K
	전단응력(MPa)	120	24.252	O.K
	수평변위(mm)	15	10.785	O.K

■ 단면 휨 설계

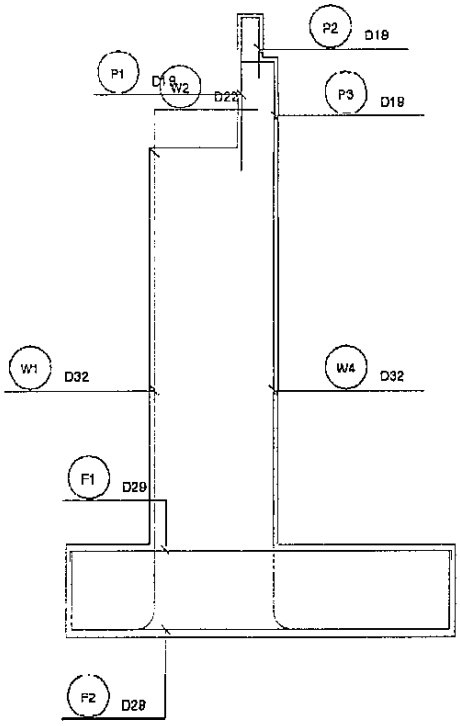
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1700	150	1880.88	5139.2	736.784	1981.747	2.69	O.K
후면저판		1700	100	4440.06	5139.2	1774.582	2047.272	1.154	O.K
벽체 : H=10.554		2500	100	4159.23	6353.6	2513.014	3812.713	1.517	O.K
흉벽		800	80	715.026	2292	130.32	410.961	3.153	O.K
좌측날개벽	A(T=800 mm)	800	80	2730.62	4053.6	487.362	713.432	1.464	O.K
	화부(T=450	450	80	1081.62	4053.6	99.858	351.648	3.521	O.K
	B(T=800 mm)	800	80	2600.48	4053.6	464.769	713.432	1.535	O.K
	C(T=800 mm)	800	80	3600	4053.6	636.66	713.432	1.121	O.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	620	80	2367.82	3096.8	315.536	408.448	1.294	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	2250.59	4053.6	300.409	527.371	1.756	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	3256.69	4053.6	428.559	527.371	1.231	O.K

■ 사용성 검토

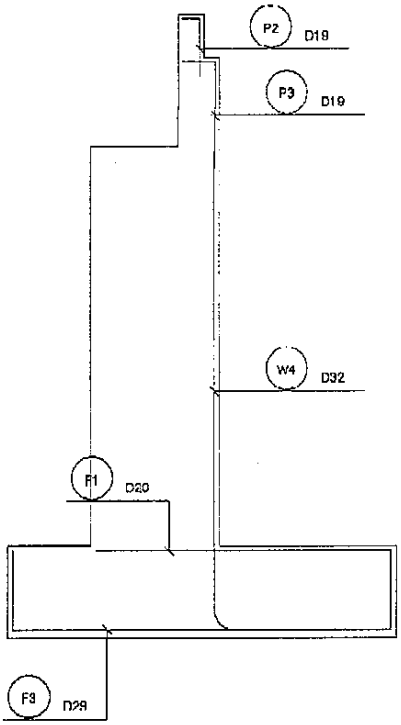
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		63.717	150	125	897.181	O.K
후면저판		126.918	150	125	397.103	O.K
벽체 : H=10.554		76.605	150	125	817.994	O.K
흉벽		49.594	150	125	1270.313	O.K
좌측날개벽	A(T=800 mm)	106.927	150	125	567.737	O.K
	화부(T=450	43.88	150	125	1435.747	O.K
	B(T=800 mm)	101.97	150	125	603.538	O.K
	C(T=800 mm)	139.682	150	125	395.029	O.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	120.908	150	125	478.819	O.K
	B(T=620 mm)	88.904	150	125	708.628	O.K
	C(T=620 mm)	126.829	150	125	452.162	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

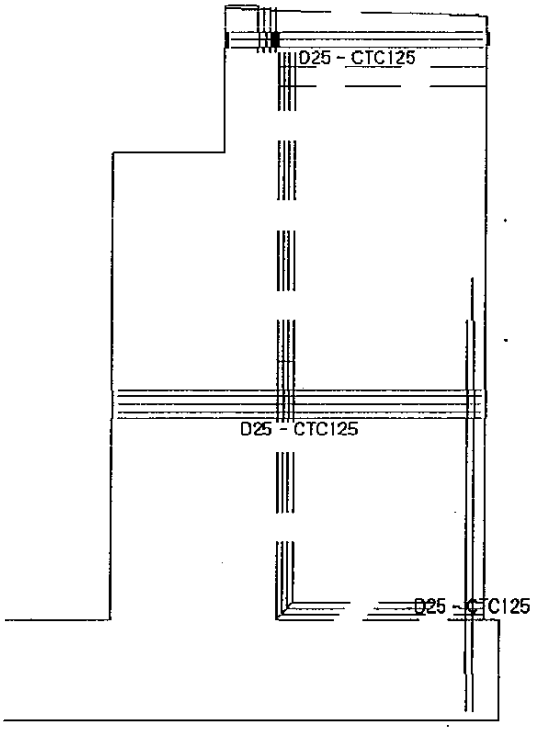


- ② Cycle (CTC = 250)

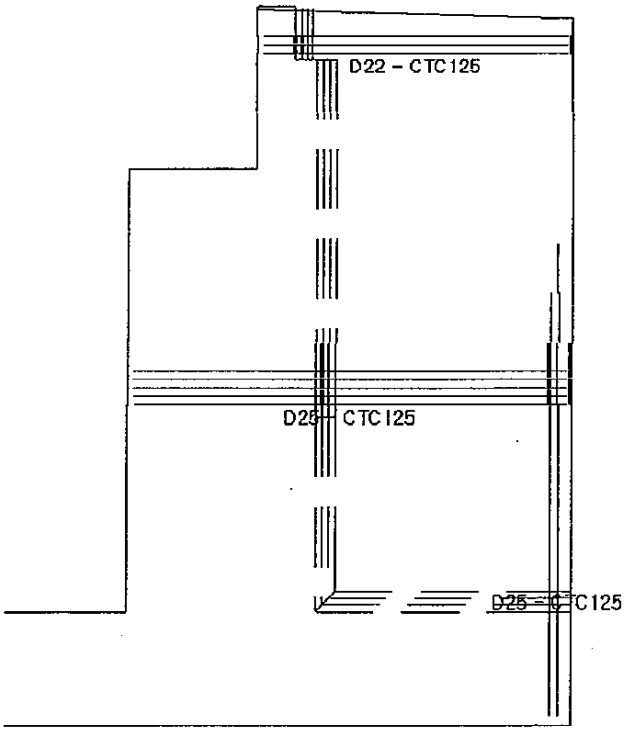


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대	
(2) 상 부 형 식	: IPC GIRDER	
(3) 교 량 등 급	: 1 등교	
(4) 교 대 총 폭	: B = 28.918 M	
(5) 교 대 총높이	: H = 12.254 M	
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초	
(7) SKEW	: 122.193 °	

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 = 310.243 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 97.631 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: Φ1 = 35.000 °	
(2) 기초지반의 N치	: N = 7.000	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: Φ2 = 25.247 ° {Φ2 = 15 + √15N}	
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²	
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.303 : 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]

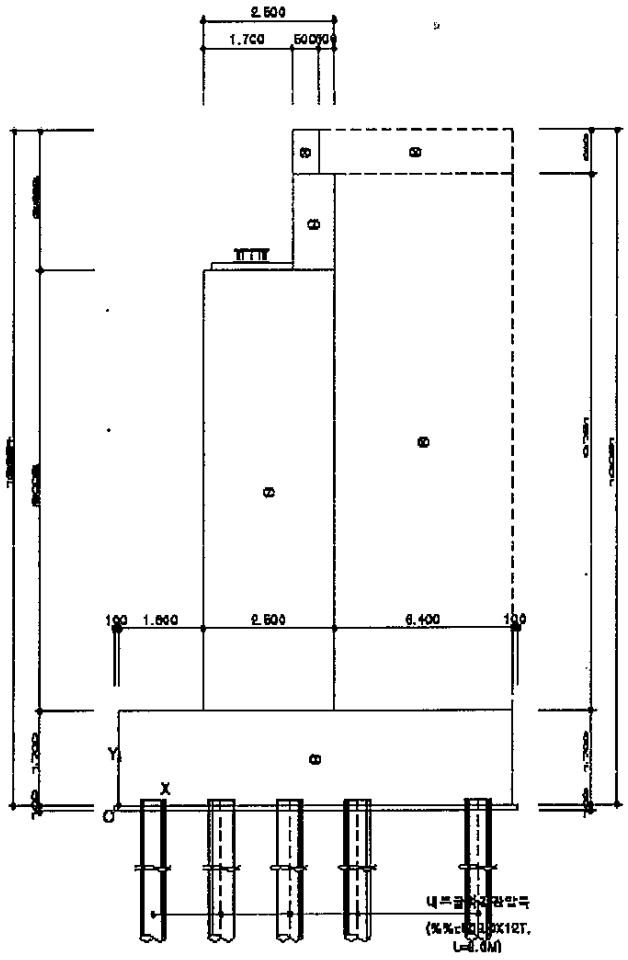
5) 설 계 방 법

(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) 구조설계 편람 : 국토해양부 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
고정하중	973.118	980.013	966.712	961.373	961.829
활하중	170.871	274.908	330.342	339.993	325.473
구 분	6	7	8	9	계
고정하중	959.696	976.921	1044.136	1147.649	8971.447
활하중	326.029	353.761	369.770	332.088	2823.235

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5
교축방향	179.832	181.106	178.648	177.662	177.746
직각방향	179.832	181.106	178.648	177.662	177.746
구 분	6	7	8	9	계
교축방향	177.352	180.535	192.956	212.086	1657.923
직각방향	177.352	180.535	192.956	212.086	1657.923

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

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	7.500 × 1.700	= 12.750	25.000	318.750	24.544
	②	2.500 × 8.002	= 20.005	25.000	500.119	38.509
	③	0.800 × 1.752	= 1.401	25.000	35.035	2.698
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 34.556		863.903	66.521
뒷채움재	ⓐ	3.400 × 9.754	= 33.162	20.000	663.247	51.070
	ⓑ	3.700 × 0.800	= 2.960	20.000	59.200	4.558
	소계		= 36.122		722.447	55.628
총 계					1586.351	122.149

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	3.750	0.850	1195.313	20.862
	②	2.850	5.701	1425.338	219.539
	③	3.700	10.578	129.629	28.535
	④	3.550	11.854	35.500	9.127
	소 계			2785.779	278.063
뒷채움재	ⓐ	5.800	6.577	3846.834	335.878
	ⓑ	5.650	11.854	334.480	54.034
	소 계			4181.314	389.912
총 계				6967.093	667.975

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 2785.779 / 863.903 = 3.225 m
  Y = 278.063 / 66.521 = 4.180 m
- 뒷채움재 : X = 4181.314 / 722.447 = 5.788 m
  Y = 389.912 / 55.628 = 7.009 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)

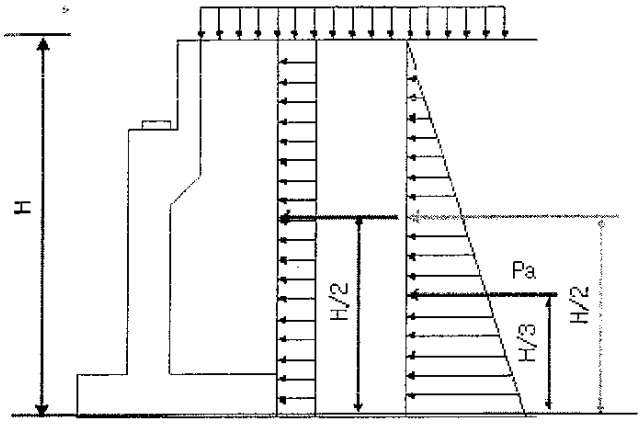
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 12.254 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 12.254² x cos(0.000)
= 406.911 kN
y = H / 3 = 4.085 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 12.254 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 12.254² x cos(0.000)
= 471.476 kN
y = H / 2 = 6.127 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 10.554 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 10.554² x cos(11.667 + 0.000)
= 273.786 kN
y = H / 3 = 3.518 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 10.554 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 10.554² x cos(0.000 + 0.000)
= 349.731 kN
y = H / 2 = 5.277 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 8971.447 ÷ (24.470 / sin122.193) = 310.243 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2823.235 ÷ (24.470 / sin122.193) = 97.631 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

③ 고정단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Ff = ∑H ÷ (24.470 / sin122.2)

= 57.333 kN/m

: ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1657.923 kN 임. 『지진하중 집계표』 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 3.700 = 37.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 12.254 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ + β)

= 0.271 x 10.000 x 12.254 x cos0.000

= 33.207 kN

y = H / 2 = 6.127 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 10.554 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ + β)

= 0.251 x 10.000 x 10.554 x cos11.667

= 25.942 kN

y = H / 2 = 5.277 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)	863.903	-	3.225	4.180	2785.778	-
2. 교대구체(지진시)	863.903	66.521	3.225	4.180	2785.778	278.065
3. 뒷채움재(평상시)	722.447	-	5.788	7.009	4181.313	-
4. 뒷채움재(지진시)	722.447	55.628	5.788	7.009	4181.313	389.909
5. 배면토압(평상시)	-	406.911	-	4.085	-	1662.047
6. 배면토압(지진시)	-	471.476	-	6.127	-	2888.648
7. 뒷채움 상재하중	37.000	33.207	5.650	6.127	209.050	203.453
8. 상부 고정하중반력	310.243	-	2.510	-	778.710	-
9. 상부 활하중반력	97.631	-	2.510	-	245.054	-
10. 상부관성력	-	57.333	-	10.102	-	579.172

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)	1623.350	440.118	7176.141	1865.500
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1586.350	406.911	6967.091	1662.047
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1586.350	583.625	6967.091	3556.622
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2031.224	440.118	8199.905	1865.500
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	1896.593	406.911	7745.801	1662.047
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1896.593	650.958	7745.801	4135.794

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(= 3.450) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	20.000	13.000	-
2 열	1.950	20.000	39.000	-
3 열	3.250	20.000	65.000	-
4 열	4.550	20.000	91.000	-
5 열	6.850	20.000	137.000	-
계	-	100.000	345.000	3.450

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	46944.035	12727.332	0.179	8402.982
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	45874.069	11767.052	0.106	4862.651
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	45874.069	17166.448	1.300	59636.290
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	58738.936	12727.332	0.331	19442.588
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	54845.676	11767.052	0.242	13272.654
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	54845.676	18824.403	1.547	84846.261

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 28.918 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)
= 287695.811 x 100 / (28.918 x 7.500) = 132651.266 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 28.918 m)
B : 확대기초의 폭 (= 7.500 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 100 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.700 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

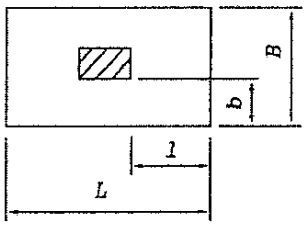
$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 132651.266) / (26986000.000 \times 1.700^3)]} = 0.234$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(0.000, 3.400) = 3.400

다만, 벽확대기초이므로 l = 0

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 3.750, 뒷굽기준으로 검토

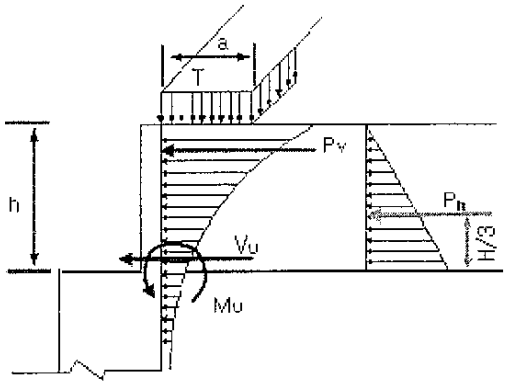


$\beta\lambda = 0.234 \times 3.400 = 0.796 \leq 1.0$, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 옹벽 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 (2.552 - 0.36) = 63.045 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 2.552^2 x cos11.667 = 16.006 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.552 x 16.006 = 13.614 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 16.006 = 76.110 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 63.045 + 1.70 x 13.614 = 130.320 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 1.752 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 2.698 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 2.698 + 0.770 = 3.468 kN

Mw = 2.698 x 1.752/2 + 0.770 x (1.752 + 0.800/2) = 4.020 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 2.552^2 x cos0.000 = 20.446 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.552 x 20.446 = 26.086 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 3.468 + 1.00 x 20.446 = 23.913 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 4.020 + 1.00 x 26.086 = 30.106 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	76.110	130.320	
지진시	23.913	30.106	
설계단면력	76.110	130.320	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.554 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	41.977	4.427	-	1.000	41.977	185.842
2. 배면토압(평상시)	273.786	3.518	1.700	-	465.436	1637.348
3. 배면토압(지진시)	349.731	5.277	-	1.000	349.731	1845.467
4. 뒷채움 상재하중	25.942	5.277	1.700	-	44.101	232.715
5. 상부관성력	57.333	8.402	-	1.000	57.333	481.706

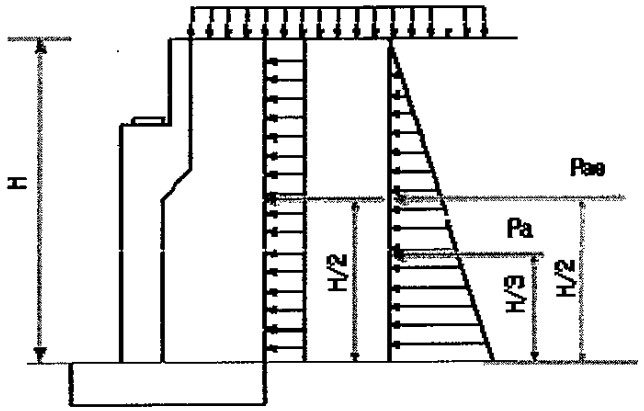
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.700 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 41.977 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.700) ~ H④ x (y④ - 1.700)] = 185.842 kN.m

y = Mo / Ho = 185.842 / 41.977 = 4.427



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 10.554 m)	509.537	1870.063	
지진시(H = 10.554 m)	449.041	2513.015	
설계단면력	509.538	2513.014	

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)	863.903	-	3.225	4.180	2785.778	-
2. 교대구체(지진시)	863.903	66.521	3.225	4.180	2785.778	278.065
3. 뒷채움재(평상시)	722.447	-	5.788	7.009	4181.313	-
4. 뒷채움재(지진시)	722.447	55.628	5.788	7.009	4181.313	389.909
5. 배면토압(평상시)	-	406.911	-	4.085	-	1662.047
6. 배면토압(지진시)	-	471.476	-	6.127	-	2888.648
7. 토압의 연직분력	61.037	-	6.367	-	388.602	-
8. 뒷채움 상재하중	37.000	33.207	5.650	6.127	209.050	203.453
9. 상부 고정하중반력	310.243	-	2.510	-	778.710	-
10. 상부 활하중반력	97.631	-	2.510	-	245.054	-
11. 상부관성력	-	57.333	-	10.102	-	579.172

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+	2245.568	748.201	10167.299	3171.350
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	2166.018	691.749	9717.842	2825.480
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1586.350	593.625	6967.091	3556.622
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2858.790	748.201	11706.488	3171.350
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	2569.334	691.749	10730.165	2825.480
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1896.593	650.958	7745.801	4135.794

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(=3.450) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 「4. 안정검토」 참조

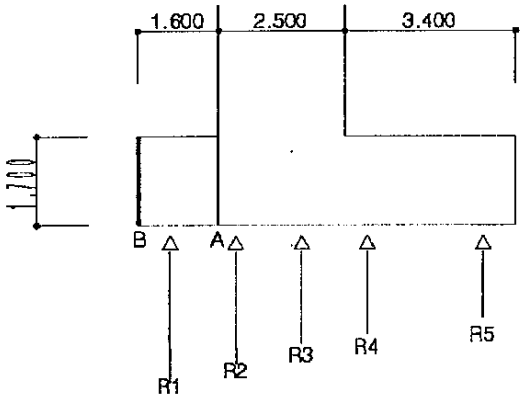
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	64937.333	21636.465	0.335	21754.006
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	62636.906	20003.989	0.268	16786.691
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	45874.069	17166.448	1.300	59636.290
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	82670.502	21636.465	0.464	38359.113
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	74299.995	20003.989	0.373	27713.898
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	54845.676	18824.403	1.547	84846.261

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시). COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(28.918 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 20본 / 28.918 (kN/m)
R2 = Ru2 x 20본 / 28.918 (kN/m)
R3 = Ru3 x 20본 / 28.918 (kN/m)
R4 = Ru4 x 20본 / 28.918 (kN/m)
R5 = Ru5 x 20본 / 28.918 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	952.850	811.950	671.050	597.130	487.880
COMB 2	887.150	766.080	645.000	586.050	501.750
COMB 3	925.080	708.560	492.050	315.510	16.030
COMB 4	1229.000	1042.220	855.440	734.580	541.940
COMB 5	1068.820	917.540	766.270	676.440	537.260
COMB 6	1174.940	884.080	593.210	344.680	-81.410

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 0.050 x 25.000 = 2.125 kN

Ma = 1.700 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 54.400 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

Ma = R1 x 0.950

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	626.062	2.763	555.342
COMB 2	0.000	582.894	2.763	512.174
COMB 3	0.000	607.816	2.125	553.416
COMB 4	0.000	807.504	2.763	736.784
COMB 5	0.000	702.259	2.763	631.539
COMB 6	0.000	771.984	2.125	717.584

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

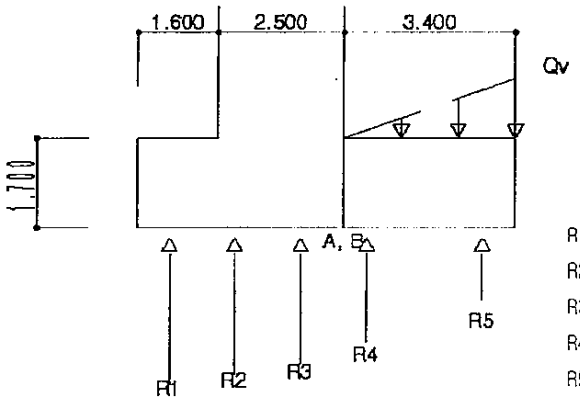
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 20본 / 28.918 (kN/m)

R2 = Ru2 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R3 = Ru3 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R4 = Ru4 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R5 = Ru5 x 20본 / 28.918 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	782.370	720.620	658.870	530.150	280.870
COMB 2	729.000	681.350	633.700	523.920	309.700
COMB 3	823.330	654.060	484.780	275.540	-107.530
COMB 4	1061.210	952.340	843.460	668.660	338.200
COMB 5	912.430	833.770	755.100	615.000	347.370
COMB 6	1067.170	826.340	585.510	302.340	-212.280

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 3.400 x 25.000 = 144.500 kN

Ma = 1.700 x 3.400 x 25.000 x 3.400 / 2 = 245.650 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 722.447 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 722.447 kN

Ma = 722.447 x (5.788 - 4.100) = 1219.280 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 3.400 = 34.000 kN

Ma = 10.000 x 3.400 x 3.400 / 2 = 57.800 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 10.554^2 x sin11.667

= 61.037 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 61.037 / 3.400

= 35.904 kN

Vb = 35.904 x 3.400 / 2 = 61.037 kN

Ma = 35.904 x 3.400 x 3.400 / 3 = 138.350 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4 + R5

Ma = R4 x 0.450 + R5 x 2.750

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	560.920	699.203	742.975	1564.672
COMB 2	576.550	752.097	654.244	1387.508
COMB 3	116.199	-118.762	750.748	1583.692
COMB 4	696.367	851.351	607.527	1412.524
COMB 5	665.597	852.091	565.197	1287.514
COMB 6	62.288	-309.651	804.660	1774.582

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)
1000.00	1700.00	1550.00	150.00	736.78	2.76

* 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 (1550.00 - 88.913) / 88.913 = 0.04930

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1880.878 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.732]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 1880.878 mm²

ρmin = Max(1880.878, 1800.000) / bd = 0.00121

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00332

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (1550.00 - a/2) = 1981.747 kN.m

≥ Mu (= 736.784 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.690]

* 전단에 대한 검토 (d = 1550.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1550.00 = 1012.456 kN

≥ Vu (= 2.763 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 1700.0 x 1000.0 = 2550.000 ㎟ > 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)
1000.00	1700.00	1600.00	100.00	1774.58	804.66

* 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 (1600.00 - 88.913) / 88.913 = 0.05099

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4440.063 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.157]

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As.req = 4440.063 mm²

ρmin = Max(4440.063, 1800.000) / bd = 0.00278

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00321

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (1600.00 - a/2) = 2047.272 kN.m

≥ Mu (= 1774.582 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.154]

* 전단에 대한 검토 (d = 1600.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1600.00 = 1045.116 kN

≥ Vu (= 804.660 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 1700.0 x 1000.0 = 2550.000 ㎟ < 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (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 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=10.554

* 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)
1000.00	2500.00	2400.00	100.00	2513.01	509.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 300.00 = 1906080.000

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 = 93.435 mm, c = 93.435 / β1 = 93.435 / 0.85 = 109.924 mm

εy = fy / Es = 300.00 / 200000.00 = 0.0015

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2400.00 - 109.924) / 109.924 = 0.06250

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4159.233 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.528]

1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 = 0.00265

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) = 93.435 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 300 x (2400.00 - a/2) = 3812.713 kN.m

≥ Mu (= 2513.014 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.517]

* 전단에 대한 검토 (d = 2400.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2400.00 = 1567.673 kN

≥ Vu (= 509.538 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 2500.0 x 1000.0 = 3750.000 ㎟ > 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	130.32	76.11

* 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 (720.00 - 39.654) / 39.654 = 0.05147

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 715.026\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.205]

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 = 0.00318

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 (720.00 - a/2) = 410.961 kN.m

≥ Mu (= 130.320 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.153]

* 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 (= 76.110 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324 000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ 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

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 (2.552 - 0.36) = 63.045 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 2.552^2 x cos11.667 = 16.006 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.552 x 16.006 = 13.614 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 16.006 = 44.771 kN

Ms = 63.045 + 13.614 = 76.659 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 10.554 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	41.977	4.427	-	1.000	41.977	185.842
2. 배면토압(평상시)	273.786	3.518	1.000	-	273.786	963.146
3. 배면토압(지진시)	349.731	5.277	-	1.000	349.731	1845.467
4. 뒷채움 상재하중	25.942	5.277	1.000	-	25.942	136.891
5. 상부관성력	57.333	8.402	-	1.000	57.333	481.706

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.700 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 41.977 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.700) ~ H④ x (y④ - 1.700)] = 185.842 kN.m

y = Mo / Ho = 185.842 / 41.977 = 4.427

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	299.728	1100.037	

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+	1684.387	440.118	7564.743	1865.500
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1647.387	406.911	7355.693	1662.047
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1586.350	593.625	6967.091	3556.622
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2092.261	440.118	8588.507	1865.500
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1957.630	406.911	8134.403	1662.047
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1896.593	650.958	7745.801	4135.794

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(=3.450) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

$Mc = V \times e$

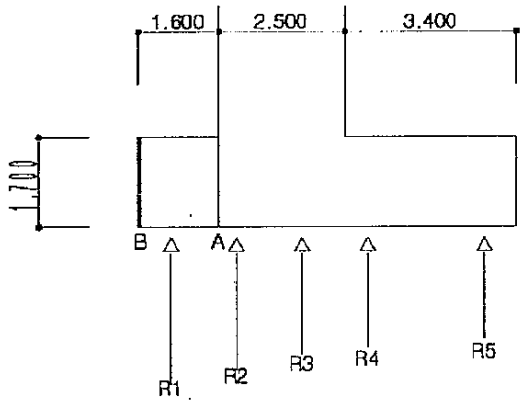
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	48709.103	12727.332	0.066	3214.801
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	47639.137	11767.052	-0.006	-285.835
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	45874.069	17166.448	1.300	59636.290
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	60504.004	12727.332	0.237	14339.449
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	56610.744	11767.052	0.144	8151.947
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	54845.676	18824.403	1.547	84846.261

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(28.918 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R2 = Ru2 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R3 = Ru3 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R4 = Ru4 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R5 = Ru5 x 20본 / 28.918 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	621.810	551.070	480.320	449.260	407.060
COMB 2	582.320	524.940	467.570	447.060	422.640
COMB 3	925.080	708.560	492.050	315.510	16.030
COMB 4	805.460	704.210	602.970	540.690	443.060
COMB 5	722.080	641.470	560.860	516.580	449.930
COMB 6	1174.940	884.080	593.210	344.680	-81.410

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.700 x 0.050 x 25.000 = 2.125 kN

Ma = 1.700 x 1.600 x 25.000 x 1.600 / 2 = 54.400 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

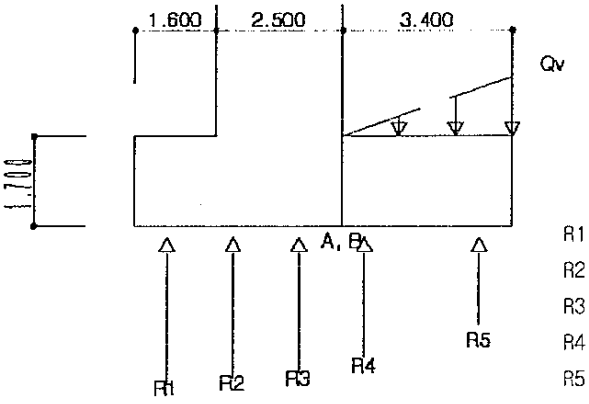
Ma = R1 x 0.950

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	408.555	2.125	354.155
COMB 2	0.000	382.608	2.125	328.208
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	529.221	2.125	474.821
COMB 5	0.000	474.436	2.125	420.036
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R2 = Ru2 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R3 = Ru3 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R4 = Ru4 x 20본 / 28.918 (kN/m)

R5 = Ru5 x 20본 / 28.918 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4	Ru5
COMB 1	520.810	496.960	473.110	409.580	284.420
COMB 2	488.470	474.670	460.860	410.190	308.680
COMB 3	823.330	654.060	484.780	275.540	-107.530
COMB 4	706.250	651.070	595.880	501.720	322.590
COMB 5	629.600	591.930	554.250	480.250	337.630
COMB 6	1067.170	826.340	585.510	302.340	-212.280

- 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 = R4 + R5

.Ma = R4 x 0.450 + R5 x 2.750

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	479.986	668.430	481.998	992.651
COMB 2	497.187	714.761	430.798	888.520
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	570.111	769.704	391.873	891.376
COMB 5	565.664	791.628	362.320	811.653
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)] = 474.821 x 1000000 / [5139.200 x (1550.000 - 299.905/3)]
= 63.717 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1550.0/(7x5139.200)]
= 299.905 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

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 / 63.72) - 2.5 x 135.50 = 897.18 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 63.72) = 988.74 mm
Sa는 작은 값인 897.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 897.18 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 992.651 x 1000000 / [5139.200 x (1600.000 - 305.218/3)]
= 128.918 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1600.0/(7x5139.200)]
= 305.218 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 / 128.92) - 2.5 x 85.50 = 397.10 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 128.92) = 488.68 mm
Sa는 작은 값인 397.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 397.10 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=10.554

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1100.037 x 1000000 / [6353.600 x (2400.000 - 419.700/3)]
= 76.605 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2400.0/(7x6353.600)]
= 419.700 mm

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

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 / 76.61) - 2.5 x 84.00 = 817.99 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 76.61) = 822.40 mm

Sa는 작은 값인 817.99 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 817.99 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.659 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 136.798/3)]

= 49.594 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x2292.000)]

= 136.798 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

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 / 49.59) - 2.5 x 70.50 = 1411.64 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 49.59) = 1270.31 mm

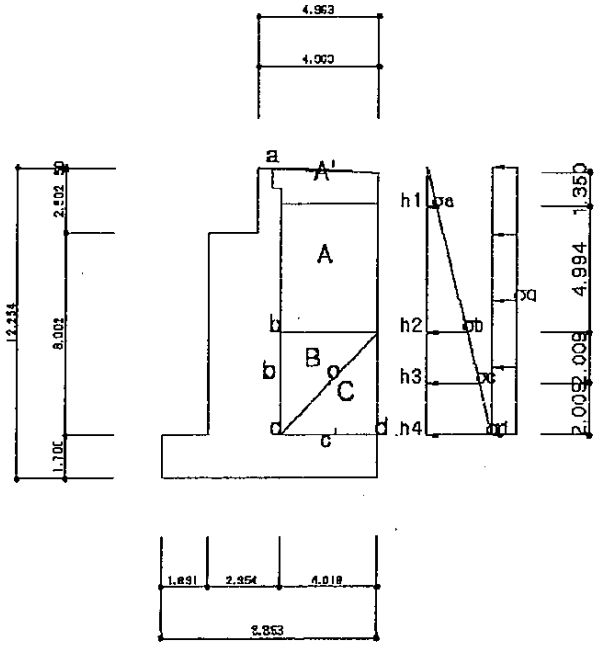
Sa는 작은 값인 1270.31 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1270.31 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

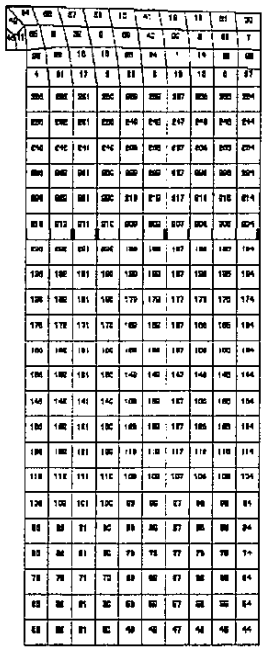


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	487.362	464.769	636.660	99.858
전단력(kN)	0.000	289.833	292.160	343.163	116.429

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C	단면 A'
모멘트(kN.m)	0.000	286.683	273.393	374.506	58.740
전단력(kN)	0.000	170.490	171.859	201.861	68.487

(2) 철근량 검토

① A(T=800 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	487.36	289.83

* 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 (720.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02780

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2730.623 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.484]

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 = 0.00563

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 (720.00 - a/2) = 713.432 kN.m

≥ Mu (= 487.362 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.464]

* 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 (= 289.833 kN) , 전단보강 불필요.

② A변화부(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)
1000.00	450.00	370.00	80.00	99.86	116.43

* 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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1081.623 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.748]

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 (= 99.858 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.521]

* 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 (= 116.429 kN), 전단보강 불필요.

③ B(T=800 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	464.77	292.16

* 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 (720.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02780

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2600.482 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.559]

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 = 0.00563

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 (720.00 - a/2) = 713.432 kN.m

≥ Mu (= 464.769 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.535]

* 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 (= 292.160 kN) , 전단보강 불필요.

4. C(T=800 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	636.66	343.16

* 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 (720.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02780

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3599.998 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.126]

1단 : 025 - 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 = 0.00563

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 (720.00 - a/2) = 713.432 kN.m

≥ Mu (= 636.660 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.121]

* 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 (= 343.163 kN), 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① A(T=800 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 286.683 x 1000000 / [4053.600 x (720.000 - 175.746/3)]
= 106.927 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x4053.600)]
= 175.746 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 / 106.93) - 2.5 x 67.50 = 567.74 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 106.93) = 589.19 mm

Sa는 작은 값인 567.74 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 567.74 mm) ∴ O.K

② A변화부(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.740 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]
= 43.880 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 / 43.88) - 2.5 x 67.50 = 1625.93 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 43.88) = 1435.75 mm

Sa는 작은 값인 1435.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1435.75 mm) ∴ O.K

③ B(T=800 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 273.393 x 1000000 / [4053.600 x (720.000 - 175.746/3)]
= 101.970 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x4053.600)]
= 175.746 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.97) - 2.5 x 67.50 = 603.54 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.97) = 617.83 ㎜

Sa는 작은 값인 603.54 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 603.54 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=800 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 374.506 x 1000000 / [4053.600 x (720.000 - 175.746/3)]

= 139.682 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b √[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x4053.600)]

= 175.746 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 139.68) - 2.5 x 67.50 = 395.03 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.68) = 451.02 ㎜

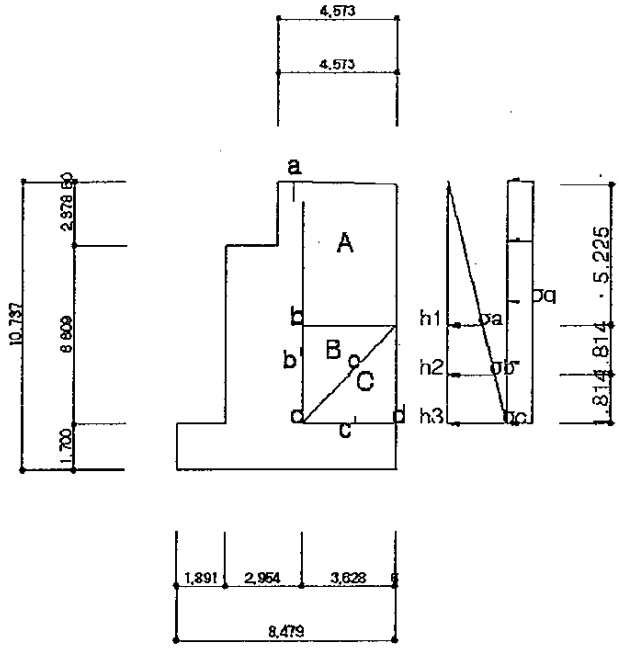
Sa는 작은 값인 395.03 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 395.03 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

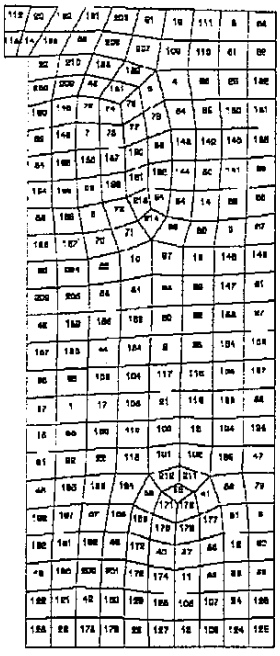


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	0.000	315.536	300.409	428.559
전단력(kN)	0.000	214.819	215.704	270.912

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	185.610	176.711	252.094
전단력(kN)	0.000	126.364	126.885	159.360

(2) 철근량 검토

1 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	315.54	214.82

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2367.819 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.308]

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 (= 315.536 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.294]

* 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 (= 214.819 kN), 전단보강 불필요.

② 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	300.41	215.70

* 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 (540.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02010

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 2250.589 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.801]

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 = 0.00751

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 (540.00 - a/2) = 527.371 kN.m

≥ Mu (= 300.409 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.756]

* 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 (= 215.704 kN), 전단보강 불필요.

③ 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	428.56	270.91

* 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 (540.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02010

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3256.686 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.245]

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 = 0.00751

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 (540.00 - a/2) = 527.371 kN.m

≥ Mu (= 428.559 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.231]

* 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 (= 270.912 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1. A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 185.610 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 120.908 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 / 120.91) - 2.5 x 69.00 = 478.82 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 120.91) = 521.06 mm

Sa는 작은 값인 478.82 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 478.82 mm) ∴ O.K

2. B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 176.711 x 1000000 / [4053.600 x (540.000 - 148.967/3)]

= 88.904 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x4053.600)]

= 148.967 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 / 88.90) - 2.5 x 67.50 = 717.04 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.90) = 708.63 mm

Sa는 작은 값인 708.63 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 708.63 mm) ∴ O.K

3. C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 252.094 x 1000000 / [4053.600 x (540.000 - 148.967/3)]

= 126.829 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x4053.600)]

= 148.967 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)

1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 126.83) - 2.5 x 67.50 = 452.16 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 126.83) = 496.73 ㎜

Sa는 작은 값인 452.16 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 452.16 ㎜) ∴ 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 17.351 = 12.145 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.650 = 16.250 kN/m : 접속판의 자중

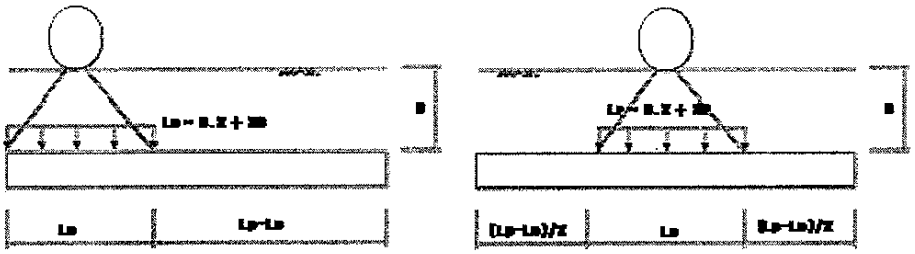
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 16.250 x 12.145 / 2 - 16.250 x 0 = 89.744 kN/m

Md = 16.250 x 12.145² / 8 = 299.632 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 Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.550) / (2 x 12.145)

= 78.747 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 12.145/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 250.545 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 89.744 + 2.15 x 78.747

= 285.974 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 299.632 + 2.15 x 250.545

= 928.193 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)
1000.00	650.00	550.00	100.00	928.19	285.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

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 = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (550.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00967

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 5430.941 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.170]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 = 0.01155

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (550.00 - a/2) = 1068.514 kN.m

≥ Mu (= 928.193 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.151]

* 전단에 대한 검토 (d = 550.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 550.00 = 381.051 kN

≥ Vu (= 285.974 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(12.145) = 15.78% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 5430.9 ㎟

필요 철근량 : 5430.9 x 0.158 = 857.1 ㎟ < 2580.7 ㎟ ∴ 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 650 = 1300.0 ㎟ < 3871.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1290.3 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 550.177 x 1000000 / [6353.600 x (550.000 - 181.137/3)]

= 176.857 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.0/(7x6353.600)]

= 181.137 mm

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

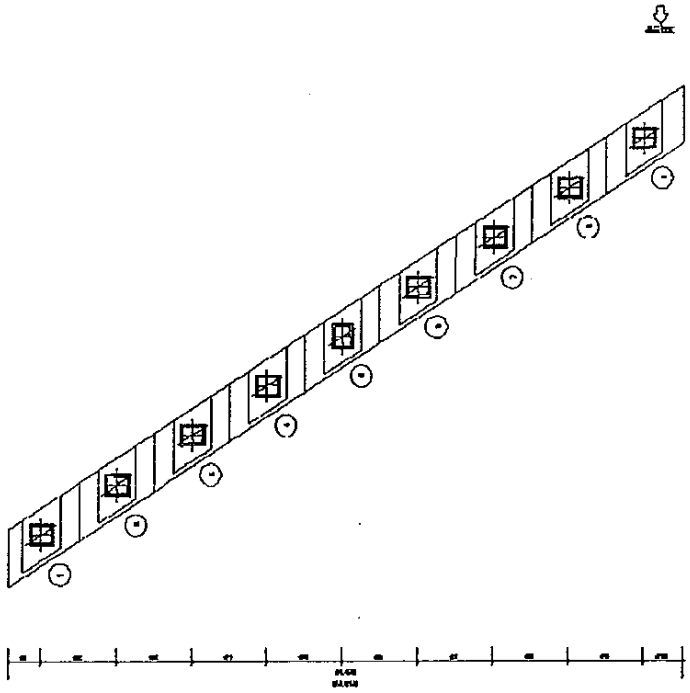
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.86) - 2.5 x 84.00 = 235.27 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.86) = 356.22 mm

Sa는 작은 값인 235.27 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 235.27 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 40.681 = 403.404 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	403.404	550.000	700.000	492.802	O.K
2	403.404	550.000	700.000	492.802	O.K
3	403.404	550.000	700.000	492.802	O.K
4	403.404	550.000	700.000	492.802	O.K
5	403.404	700.000	550.000	467.955	O.K
6	403.404	550.000	700.000	492.802	O.K
7	403.404	550.000	700.000	492.802	O.K
8	403.404	550.000	700.000	492.802	O.K
9	403.404	550.000	700.000	492.802	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 122.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 32.19°

$N = (200 + 1.67 \times l + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 40.681 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 32.19^2)$

$= 302.648$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 2009 - 30 - 50 = 1929$ mm ≥ 303 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	1386.117	O.K	310.586	224.790	O.K
SHOE 2	2000.000	1396.549	O.K	310.586	226.383	O.K
SHOE 3	2000.000	1343.641	O.K	310.586	223.310	O.K
SHOE 4	2000.000	1313.133	O.K	310.586	222.077	O.K
SHOE 5	2000.000	1304.276	O.K	310.586	222.182	O.K
SHOE 6	2000.000	1336.907	O.K	310.586	221.690	O.K
SHOE 7	2000.000	1400.081	O.K	310.586	225.669	O.K
SHOE 8	2000.000	1519.655	O.K	310.586	241.195	O.K
SHOE 9	2000.000	1562.241	O.K	310.586	265.107	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	1386.117	169.015	169.015	1610.000	1735.500	
2	1396.549	170.213	170.213	1610.000	1867.000	
3	1343.641	167.903	167.903	1610.000	1867.000	
4	1313.133	166.975	166.975	1610.000	1867.000	
5	1304.276	167.055	316.757	1460.000	1942.000	
6	1336.907	166.684	166.684	1610.000	1867.000	
7	1400.081	169.676	169.676	1610.000	1867.000	
8	1519.655	181.350	181.350	1610.000	1867.000	
9	1562.241	199.329	199.329	1610.000	1915.250	

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	2738.827	4369.200	O.K	2754.915	5163.600	O.K
2	2758.943	4369.200	O.K	2865.080	5163.600	O.K
3	2682.010	4369.200	O.K	2784.126	5163.600	O.K
4	2640.347	4369.200	O.K	2740.144	5163.600	O.K
5	2451.416	4369.200	O.K	3847.242	5163.600	O.K
6	2666.055	4369.200	O.K	2767.659	5163.600	O.K
7	2759.471	4369.200	O.K	2865.876	5163.600	O.K
8	2976.364	4369.200	O.K	3091.857	5163.600	O.K
9	3145.749	4369.200	O.K	3308.622	5163.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1126.768	9930.000	O.K	1126.768	9930.000	O.K
2	1134.752	9930.000	O.K	1134.752	9930.000	O.K
3	1119.351	9930.000	O.K	1119.351	9930.000	O.K
4	1113.169	9532.800	O.K	1113.169	9532.800	O.K
5	1113.697	9930.000	O.K	2111.713	9930.000	O.K
6	1111.227	9930.000	O.K	1111.227	9930.000	O.K
7	1131.172	9930.000	O.K	1131.172	9930.000	O.K
8	1209.000	9930.000	O.K	1209.000	9930.000	O.K
9	1328.857	9930.000	O.K	1328.857	9930.000	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 9

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1562.241 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 265.107 / 1.33 = 199.329 kN

  ∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 199.329 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 265.107 / 1.33 = 199.329 kN

  ∴ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 199.329 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 550.000 mm b1y = 700.000 mm

b2x = 910.000 mm b2y = 1460.500 mm

bcx = 2 x b2x = 1820.000 mm < 5 x b1x = 2750.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2921.000 mm < 5 x b1y = 3500.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 550.000/1820.000) x 1562.241 x 10^3 /150.000

= 1816.892 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 700.000/2921.000) x 1562.241 x 10^3 /150.000

= 1979.766 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 199.329 x 10^3 / 150.000

= 1328.857 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 199.329 x 10^3 / 150.000

= 1328.857 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 550.000 + 1460.500 = 2010.500 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 910.000 mm가 Bxo/2 = 1005.250 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 910.000 + (550.000+1460.500)/2 = 1915.250 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 700.000 + 910.000 = 1610.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 1979.766 + 1328.857 = 3308.622 mm^2

Bxo = 1915.250 mm 범위내에서 D16 - 26 EA

As = 198.600 x 26 = 5163.600 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1816.892 + 1328.857 = 3145.749 mm^2

Byo = 1610.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 9

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 199.329 x 10^3 / 150.000 = 1328.857 mm^2

사용철근 : D16 - 26 EA + D16 - 24 EA

As = 198.600 x 26 + 198.600 x 24 = 9930.000 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 199.329 x 10^3 / 150.000 = 1328.857 mm^2

사용철근 : D16 - 26 EA + D16 - 24 EA

As = 198.600 x 26 + 198.600 x 24 = 9930.000 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	8.200

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

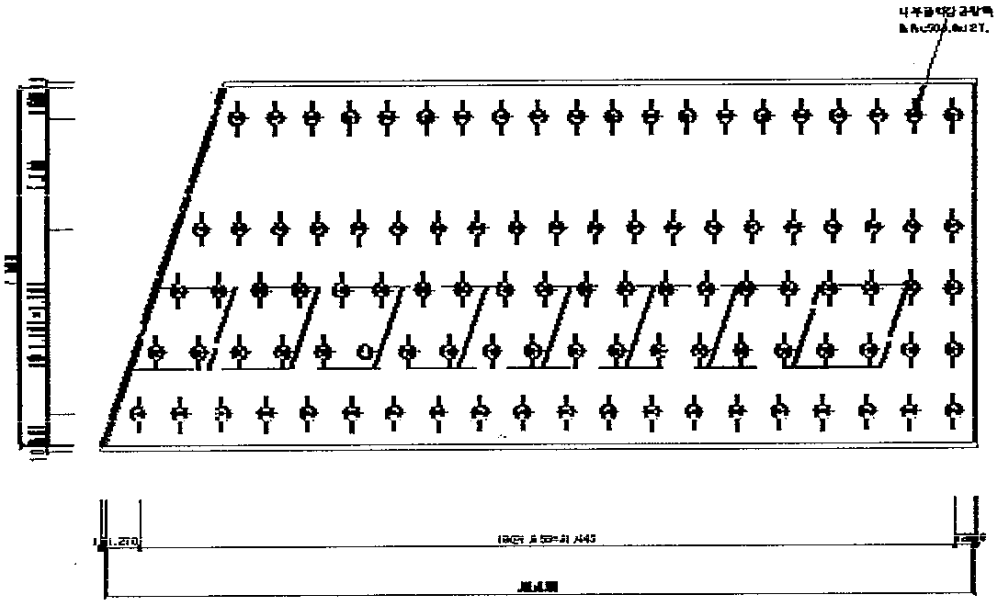
말뚝 머리의 평균 N치 N = 12

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	46944.035	12727.332	8402.982	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	45874.069	11767.052	4862.651	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	45874.069	17166.448	59636.290	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	58738.936	12727.332	19442.588	중+활하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 5	54845.676	11767.052	13272.654	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 6	54845.676	18824.403	84846.261	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	64937.333	21636.465	21754.006	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	62636.906	20003.989	16786.691	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	45874.069	17166.448	59636.290	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	82670.502	21636.465	38359.113	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	74299.995	20003.989	27713.898	정하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 6	54845.676	18824.403	84846.261	+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 = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.742

Kv = a x Ap x Ep / L = 287695.811 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt[4]{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \qquad k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 12 = 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)
0.504	2.309	27106.79
2.309	2.663	15318.03
2.663	2.699	14519.93
2.699	2.702	14447.28
2.702	2.703	14440.48
2.703	2.703	14439.85
2.703	2.703	14439.79

Kh = 14439.78 kN/m³

β = 0.370 m-1

βL = 0.370 x 8.2000 = 3.034 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.942	54213.57
1.942	2.203	32692.97
2.203	2.230	31178.98
2.230	2.232	31040.69
2.232	2.232	31027.76
2.232	2.232	31026.54
2.232	2.232	31026.43

Kh = 31026.42 kN/m³

β = 0.448 m-1

βL = 0.448 x 8.2000 = 3.673 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	19669.870	34908.386	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	26581.644	38964.343	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	71844.277	86983.111	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원정에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_2 \sin^2\theta_i\right)$	1966987.0	3490838.6
Axy,Ayx	$\sum \left(K_2 - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_2 - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-2658164.4	-3896434.3
Ayy	$\sum \left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	28769581.1	28769581.1
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	138949108.9	140462992.3
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	0.0067261	0.0016317	0.0001891	COMBO 1	0.0115089	0.0022572	0.0003767
COMBO 2	0.0061896	0.0015945	0.0001534	COMBO 2	0.0106074	0.0021772	0.0003237
COMBO 3	0.0055637	0.0015945	0.0005789	COMBO 3	0.0055637	0.0015945	0.0005789
COMBO 4	0.0068363	0.0020417	0.0002707	COMBO 4	0.0116747	0.0028735	0.0004994
COMBO 5	0.0062735	0.0019064	0.0002155	COMBO 5	0.0107165	0.0025826	0.0004045
COMBO 6	0.0062606	0.0019064	0.0007777	COMBO 6	0.0062606	0.0019064	0.0007777

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.836 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	0.0067261	0.0021613	0.0001891	621.809	127.273	-165.201
	2	0.0067261	0.0019154	0.0001891	551.066	127.273	-165.201
	3	0.0067261	0.0016696	0.0001891	480.324	127.273	-165.201
	4	0.0067261	0.0014237	0.0001891	409.581	127.273	-165.201
	5	0.0067261	0.0009886	0.0001891	284.422	127.273	-165.201
COMBO 2	1	0.0061896	0.0020241	0.0001534	582.316	117.671	-153.508
	2	0.0061896	0.0018246	0.0001534	524.942	117.671	-153.508
	3	0.0061896	0.0016252	0.0001534	467.568	117.671	-153.508
	4	0.0061896	0.0014258	0.0001534	410.193	117.671	-153.508
	5	0.0061896	0.0010730	0.0001534	308.685	117.671	-153.508
COMBO 3	1	0.0055637	0.0032155	0.0005789	925.078	171.664	-166.432
	2	0.0055637	0.0024629	0.0005789	708.564	171.664	-166.432
	3	0.0055637	0.0017103	0.0005789	492.051	171.664	-166.432
	4	0.0055637	0.0009577	0.0005789	275.537	171.664	-166.432
	5	0.0055637	-0.0003738	0.0005789	-107.527	171.664	-166.432
COMBO 4	1	0.0068363	0.0027997	0.0002707	805.458	127.273	-162.271
	2	0.0068363	0.0024478	0.0002707	704.212	127.273	-162.271
	3	0.0068363	0.0020958	0.0002707	602.966	127.273	-162.271
	4	0.0068363	0.0017439	0.0002707	501.720	127.273	-162.271
	5	0.0068363	0.0011213	0.0002707	322.592	127.273	-162.271
COMBO 5	1	0.0062735	0.0025099	0.0002155	722.083	117.671	-151.276
	2	0.0062735	0.0022297	0.0002155	641.471	117.671	-151.276
	3	0.0062735	0.0019495	0.0002155	560.859	117.671	-151.276
	4	0.0062735	0.0016693	0.0002155	480.247	117.671	-151.276
	5	0.0062735	0.0011735	0.0002155	337.625	117.671	-151.276
COMBO 6	1	0.0062606	0.0040840	0.0007777	1174.944	188.244	-176.292
	2	0.0062606	0.0030730	0.0007777	884.075	188.244	-176.292
	3	0.0062606	0.0020619	0.0007777	593.206	188.244	-176.292
	4	0.0062606	0.0010509	0.0007777	302.337	188.244	-176.292
	5	0.0062606	-0.0007379	0.0007777	-212.278	188.244	-176.292

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0115089	0.0033120	0.0003767	952.849	216.365	-278.860
	2	0.0115089	0.0028223	0.0003767	811.950	216.365	-278.860
	3	0.0115089	0.0023325	0.0003767	671.050	216.365	-278.860
	4	0.0115089	0.0018427	0.0003767	530.151	216.365	-278.860
	5	0.0115089	0.0009763	0.0003767	280.867	216.365	-278.860
COMBO 2	1	0.0106074	0.0030837	0.0003237	887.154	200.040	-258.702
	2	0.0106074	0.0026628	0.0003237	766.075	200.040	-258.702
	3	0.0106074	0.0022419	0.0003237	644.997	200.040	-258.702
	4	0.0106074	0.0018211	0.0003237	523.918	200.040	-258.702
	5	0.0106074	0.0010765	0.0003237	309.702	200.040	-258.702
COMBO 3	1	0.0055637	0.0032155	0.0005789	925.078	171.664	-166.432
	2	0.0055637	0.0024629	0.0005789	708.564	171.664	-166.432
	3	0.0055637	0.0017103	0.0005789	492.051	171.664	-166.432
	4	0.0055637	0.0009577	0.0005789	275.537	171.664	-166.432
	5	0.0055637	-0.0003738	0.0005789	-107.527	171.664	-166.432
COMBO 4	1	0.0116747	0.0042719	0.0004994	1229.003	216.365	-274.453
	2	0.0116747	0.0036227	0.0004994	1042.222	216.365	-274.453
	3	0.0116747	0.0029734	0.0004994	855.441	216.365	-274.453
	4	0.0116747	0.0023242	0.0004994	668.659	216.365	-274.453
	5	0.0116747	0.0011755	0.0004994	338.201	216.365	-274.453
COMBO 5	1	0.0107165	0.0037151	0.0004045	1068.816	200.040	-255.802
	2	0.0107165	0.0031893	0.0004045	917.544	200.040	-255.802
	3	0.0107165	0.0026635	0.0004045	766.272	200.040	-255.802
	4	0.0107165	0.0021377	0.0004045	615.001	200.040	-255.802
	5	0.0107165	0.0012074	0.0004045	347.367	200.040	-255.802
COMBO 6	1	0.0062606	0.0040840	0.0007777	1174.944	188.244	-176.292
	2	0.0062606	0.0030730	0.0007777	884.075	188.244	-176.292
	3	0.0062606	0.0020619	0.0007777	593.206	188.244	-176.292
	4	0.0062606	0.0010509	0.0007777	302.337	188.244	-176.292
	5	0.0062606	-0.0007379	0.0007777	-212.278	188.244	-176.292

▣ 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	2.800	0	621.809	127.273	-165.201	20
	2	1.500	0	551.066	127.273	-165.201	20
	3	0.200	0	480.324	127.273	-165.201	20
	4	-1.100	0	409.581	127.273	-165.201	20
	5	-3.400	0	284.422	127.273	-165.201	20
	계			46944.035	12727.332	8402.982	100
COMBO 2	1	2.800	0	582.316	117.671	-153.508	20
	2	1.500	0	524.942	117.671	-153.508	20
	3	0.200	0	467.568	117.671	-153.508	20
	4	-1.100	0	410.193	117.671	-153.508	20
	5	-3.400	0	308.685	117.671	-153.508	20
	계			45874.069	11767.052	4862.651	100
COMBO 3	1	2.800	0	925.078	171.664	-166.432	20
	2	1.500	0	708.564	171.664	-166.432	20
	3	0.200	0	492.051	171.664	-166.432	20
	4	-1.100	0	275.537	171.664	-166.432	20
	5	-3.400	0	-107.527	171.664	-166.432	20
	계			45874.069	17166.448	59636.290	100
COMBO 4	1	2.800	0	805.458	127.273	-162.271	20
	2	1.500	0	704.212	127.273	-162.271	20
	3	0.200	0	602.966	127.273	-162.271	20
	4	-1.100	0	501.720	127.273	-162.271	20
	5	-3.400	0	322.592	127.273	-162.271	20
	계			58738.936	12727.332	19442.588	100
COMBO 5	1	2.800	0	722.083	117.671	-151.276	20
	2	1.500	0	641.471	117.671	-151.276	20
	3	0.200	0	560.859	117.671	-151.276	20
	4	-1.100	0	480.247	117.671	-151.276	20
	5	-3.400	0	337.625	117.671	-151.276	20
	계			54845.676	11767.052	13272.654	100
COMBO 6	1	2.800	0	1174.944	188.244	-176.292	20
	2	1.500	0	884.075	188.244	-176.292	20
	3	0.200	0	593.206	188.244	-176.292	20
	4	-1.100	0	302.337	188.244	-176.292	20
	5	-3.400	0	-212.278	188.244	-176.292	20
	계			54845.676	18824.403	84846.261	100

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.800	0	952.849	216.365	-278.860	20
	2	1.500	0	811.950	216.365	-278.860	20
	3	0.200	0	671.050	216.365	-278.860	20
	4	-1.100	0	530.151	216.365	-278.860	20
	5	-3.400	0	280.867	216.365	-278.860	20
	계			64937.333	21636.465	21754.006	100
COMBO 2	1	2.800	0	887.154	200.040	-258.702	20
	2	1.500	0	766.075	200.040	-258.702	20
	3	0.200	0	644.997	200.040	-258.702	20
	4	-1.100	0	523.918	200.040	-258.702	20
	5	-3.400	0	309.702	200.040	-258.702	20
	계			62636.906	20003.989	16786.691	100
COMBO 3	1	2.800	0	925.078	171.664	-166.432	20
	2	1.500	0	708.564	171.664	-166.432	20
	3	0.200	0	492.051	171.664	-166.432	20
	4	-1.100	0	275.537	171.664	-166.432	20
	5	-3.400	0	-107.527	171.664	-166.432	20
	계			45874.069	17166.448	59636.290	100
COMBO 4	1	2.800	0	1229.003	216.365	-274.453	20
	2	1.500	0	1042.222	216.365	-274.453	20
	3	0.200	0	855.441	216.365	-274.453	20
	4	-1.100	0	668.659	216.365	-274.453	20
	5	-3.400	0	338.201	216.365	-274.453	20
	계			82670.502	21636.465	38359.113	100
COMBO 5	1	2.800	0	1068.816	200.040	-255.802	20
	2	1.500	0	917.544	200.040	-255.802	20
	3	0.200	0	766.272	200.040	-255.802	20
	4	-1.100	0	615.001	200.040	-255.802	20
	5	-3.400	0	347.367	200.040	-255.802	20
	계			74299.995	20003.989	27713.898	100
COMBO 6	1	2.800	0	1174.944	188.244	-176.292	20
	2	1.500	0	884.075	188.244	-176.292	20
	3	0.200	0	593.206	188.244	-176.292	20
	4	-1.100	0	302.337	188.244	-176.292	20
	5	-3.400	0	-212.278	188.244	-176.292	20
	계			54845.676	18824.403	84846.261	100

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

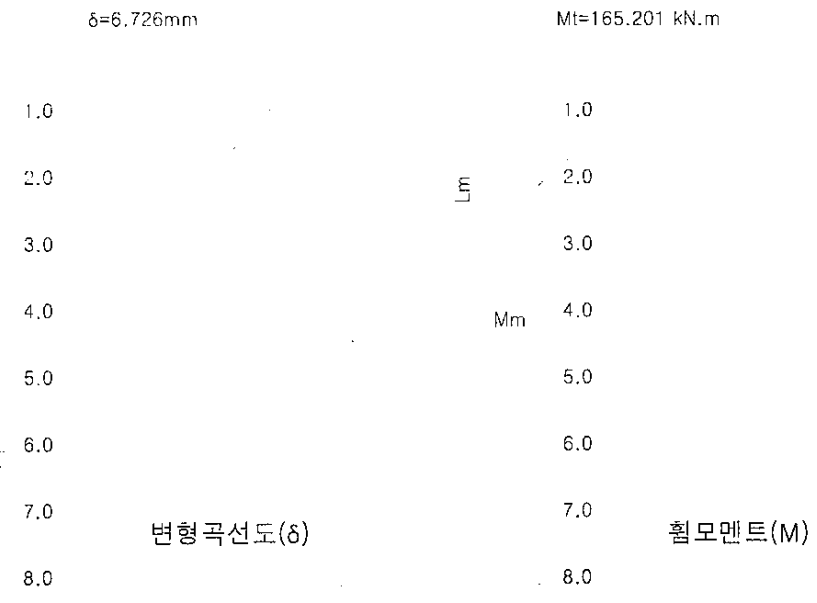
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.223 kN.m, 4 139 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.726 mm
  지표면에서의 변위 : 6.726 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	165.201	-127.273	6.726	
0.547	102.859	-101.023	6.402	
1.093	54.384	-76.754	5.758	
1.640	18.402	-55.429	4.944	
2.187	-6.838	-37.495	4.070	
2.733	-23.224	-23.021	3.214	
3.280	-32.606	-11.824	2.429	
3.827	-36.688	-3.562	1.742	
4.373	-36.959	2.189	1.168	
4.920	-34.670	5.880	0.706	
5.467	-30.825	7.951	0.351	
6.013	-26.199	8.801	0.091	
6.560	-21.361	8.780	-0.089	
7.107	-16.705	8.179	-0.203	
7.653	-12.482	7.231	-0.266	
8.200	-8.829	6.116	-0.290	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+은도하중(1+3+5)

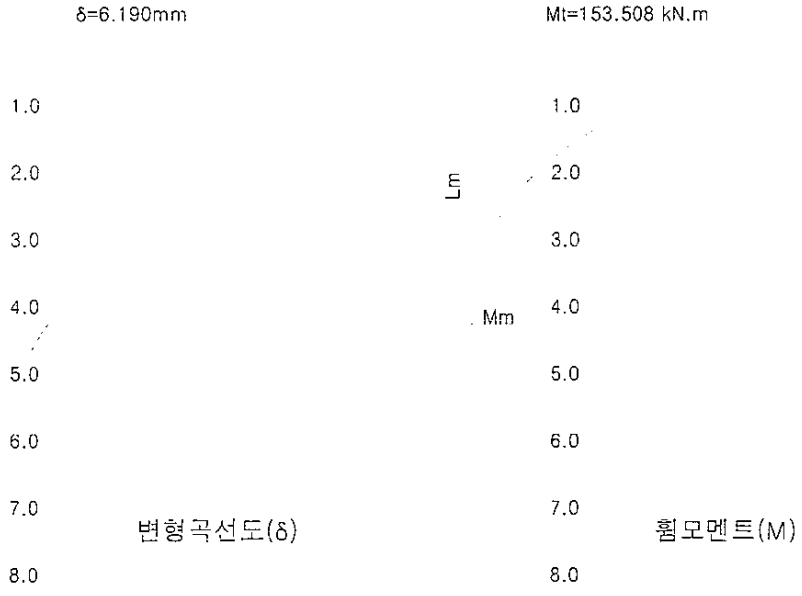
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.242 kN.m, 4.152 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.190 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.190 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	153.508	-117.671	6.190	
0.547	95.842	-93.494	5.901	
1.093	50.957	-71.113	5.314	
1.640	17.599	-51.425	4.567	
2.187	-5.837	-34.850	3.763	
2.733	-21.085	-21.460	2.975	
3.280	-29.851	-11.091	2.251	
3.827	-33.706	-3.431	1.617	
4.373	-34.025	1.911	1.086	
4.920	-31.964	5.347	0.659	
5.467	-28.452	7.283	0.330	
6.013	-24.207	8.088	0.088	
6.560	-19.756	8.084	-0.079	
7.107	-15.466	7.542	-0.185	
7.653	-11.569	6.676	-0.244	
8.200	-8.196	5.651	-0.266	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

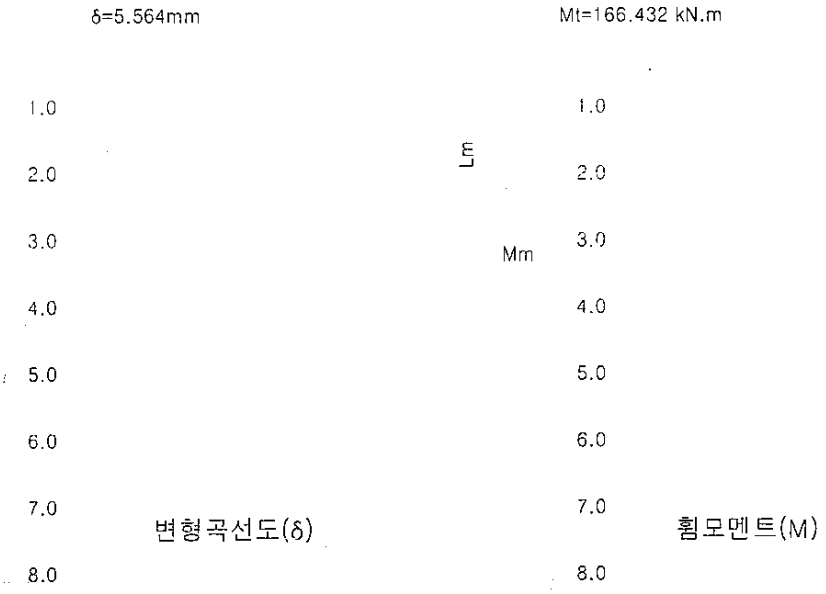
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.781 kN.m, 3.215 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.564 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.564 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	166.432	-171.664	5.564	
0.547	85.254	-126.089	5.036	
1.093	27.506	-86.323	4.240	
1.640	-10.463	-53.852	3.354	
2.187	-32.747	-28.898	2.496	
2.733	-43.328	-10.894	1.736	
3.280	-45.743	1.161	1.107	
3.827	-42.929	8.439	0.618	
4.373	-37.174	12.106	0.260	
4.920	-30.157	13.217	0.017	
5.467	-23.027	12.657	-0.134	
6.013	-16.495	11.125	-0.214	
6.560	-10.944	9.142	-0.243	
7.107	-6.515	7.069	-0.238	
7.653	-3.190	5.135	-0.212	
8.200	-0.852	3.467	-0.177	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



라. COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)

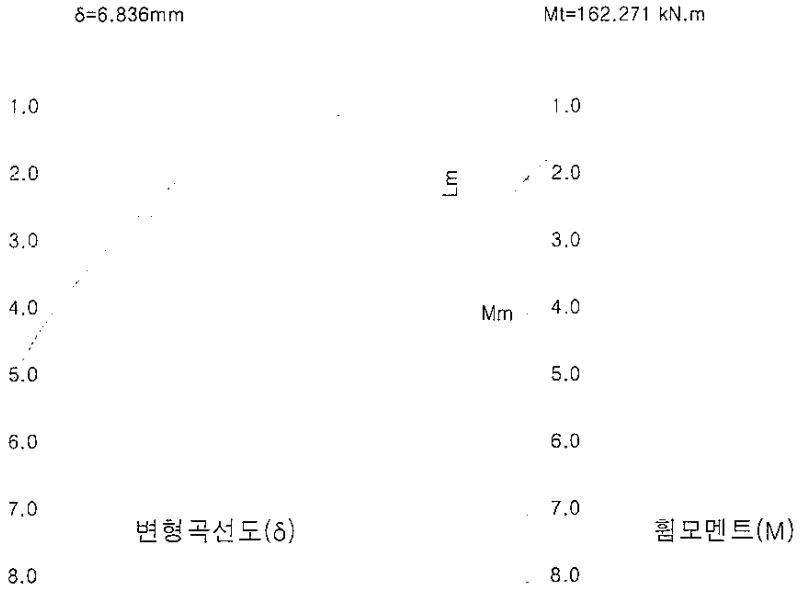
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.892 kN.m, 4.093 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.836 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.836 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	162.271	-127.273	6.836	
0.547	100.034	-100.667	6.472	
1.093	51.818	-76.184	5.797	
1.640	16.180	-54.755	4.959	
2.187	-8.683	-36.796	4.068	
2.733	-24.693	-22.353	3.202	
3.280	-33.726	-11.221	2.410	
3.827	-37.500	-3.043	1.720	
4.373	-37.512	2.618	1.145	
4.920	-35.012	6.221	0.685	
5.467	-31.005	8.209	0.332	
6.013	-26.258	8.987	0.074	
6.560	-21.335	8.905	-0.103	
7.107	-16.625	8.256	-0.214	
7.653	-12.370	7.270	-0.274	
8.200	-8.704	6.127	-0.296	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

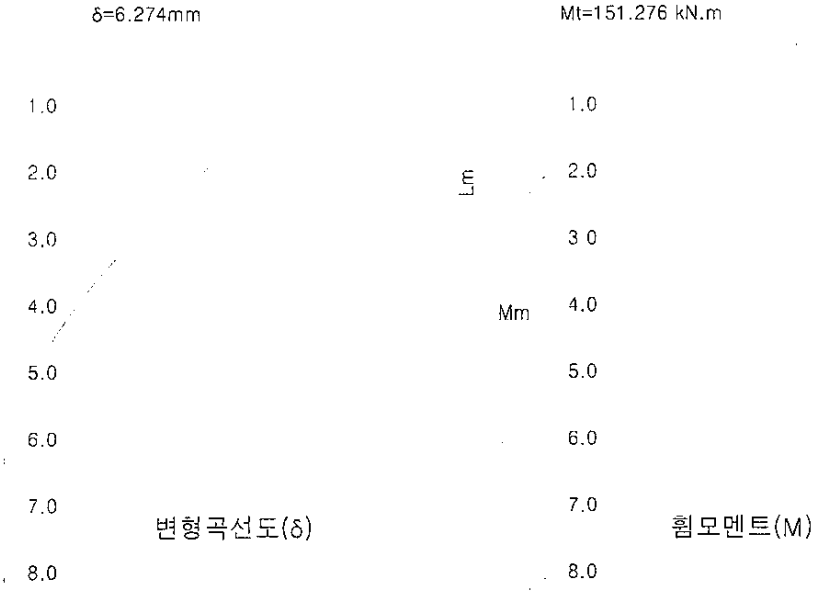
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.746 kN.m, 4.114 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.274 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.274 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	151.276	-117.671	6.274	
0.547	93.690	-93.223	5.954	
1.093	49.001	-70.679	5.343	
1.640	15.906	-50.911	4.578	
2.187	-7.242	-34.318	3.762	
2.733	-22.204	-20.951	2.966	
3.280	-30.705	-10.631	2.236	
3.827	-34.325	-3.034	1.600	
4.373	-34.446	2.238	1.068	
4.920	-32.225	5.606	0.642	
5.467	-28.589	7.479	0.315	
6.013	-24.252	8.229	0.076	
6.560	-19.737	8.180	-0.089	
7.107	-15.405	7.600	-0.193	
7.653	-11.484	6.705	-0.250	
8.200	-8.101	5.660	-0.271	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

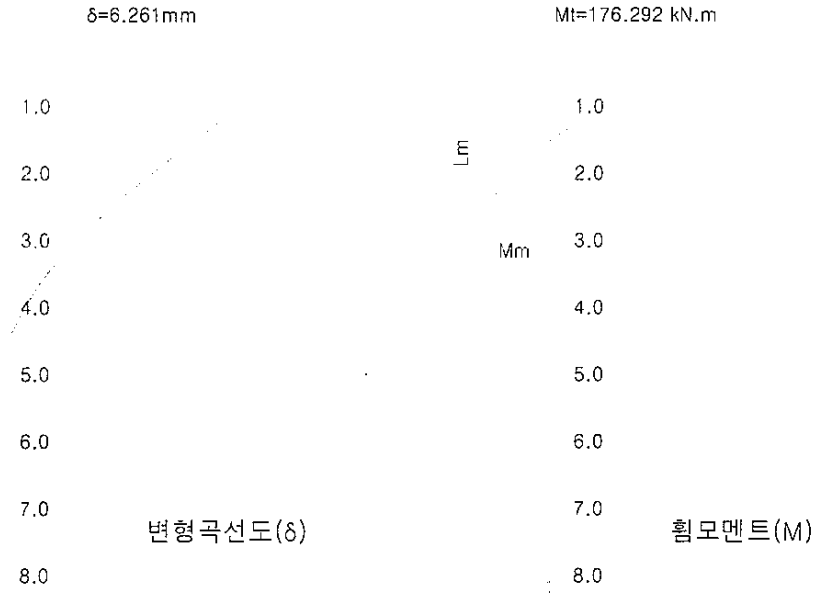
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -51.897 kN.m, 3.150 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.261 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.261 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	176.292	-188.244	6.261	
0.547	87.588	-137.210	5.613	
1.093	25.010	-93.056	4.690	
1.640	-15.684	-57.263	3.683	
2.187	-39.148	-29.954	2.721	
2.733	-49.851	-10.407	1.876	
3.280	-51.729	2.547	1.182	
3.827	-48.023	10.246	0.645	
4.373	-41.244	14.002	0.256	
4.920	-33.217	14.989	-0.006	
5.467	-25.180	14.186	-0.167	
6.013	-17.892	12.363	-0.249	
6.560	-11.745	10.085	-0.276	
7.107	-6.876	7.742	-0.267	
7.653	-3.247	5.579	-0.236	
8.200	-0.719	3.731	-0.195	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

가) COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

ㄱ) 말뚝의 최대모멘트 및 변위

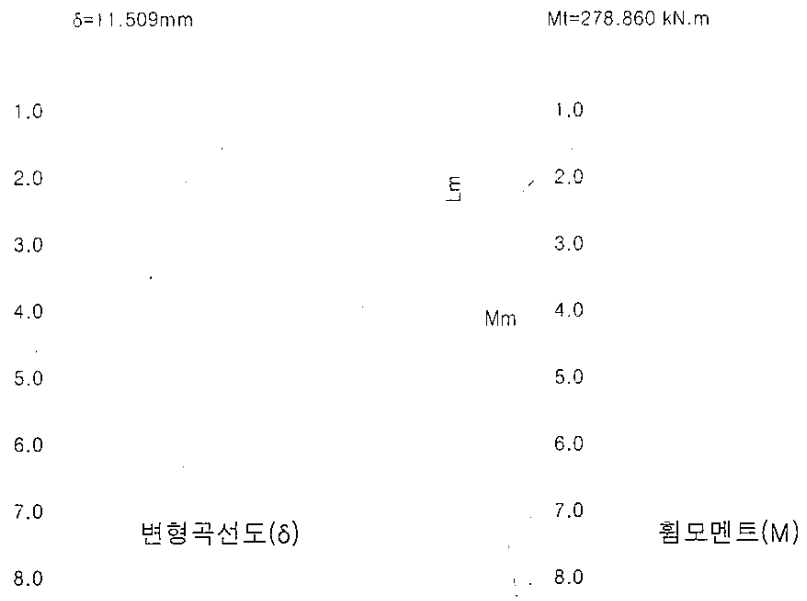
- 최대모멘트 및 깊이 : -63.728 kN.m, 4.121 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.509 mm

  지표면에서의 변위 : 11.509 mm

ㄴ) 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	278.860	-216.365	11.509	
0.547	172.950	-171.498	10.931	
1.093	90.717	-130.096	9.815	
1.640	29.780	-93.774	8.414	
2.187	-12.873	-63.269	6.917	
2.733	-40.475	-38.684	5.456	
3.280	-56.189	-19.693	4.116	
3.827	-62.919	-5.704	2.947	
4.373	-63.204	4.011	1.970	
4.920	-59.170	10.227	1.186	
5.467	-52.524	13.691	0.584	
6.013	-44.578	15.087	0.143	
6.560	-36.297	15.010	-0.161	
7.107	-28.344	13.956	-0.353	
7.653	-21.144	12.320	-0.457	
8.200	-14.925	10.404	-0.496	

ㄷ) 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

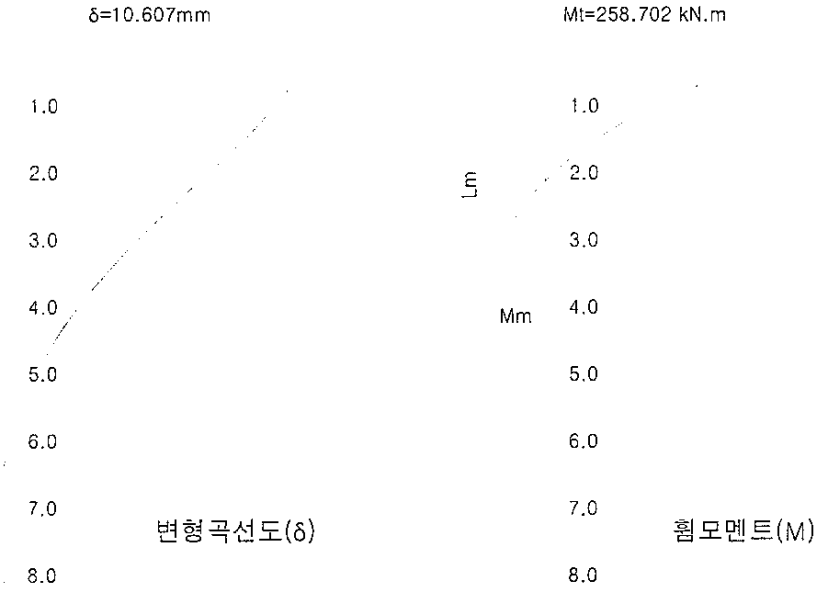
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -58.719 kN.m, 4.129 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.607 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.607 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	258.702	-200.040	10.607	
0.547	160.752	-158.666	10.085	
1.093	84.646	-120.452	9.063	
1.640	28.203	-86.902	7.775	
2.187	-11.346	-58.705	6.396	
2.733	-36.979	-35.967	5.048	
3.280	-51.612	-18.389	3.811	
3.827	-57.927	-5.431	2.731	
4.373	-58.269	3.579	1.828	
4.920	-54.603	9.353	1.103	
5.467	-48.507	12.580	0.546	
6.013	-41.197	13.893	0.137	
6.560	-33.566	13.840	-0.144	
7.107	-26.230	12.880	-0.323	
7.653	-19.582	11.378	-0.420	
8.200	-13.837	9.616	-0.457	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

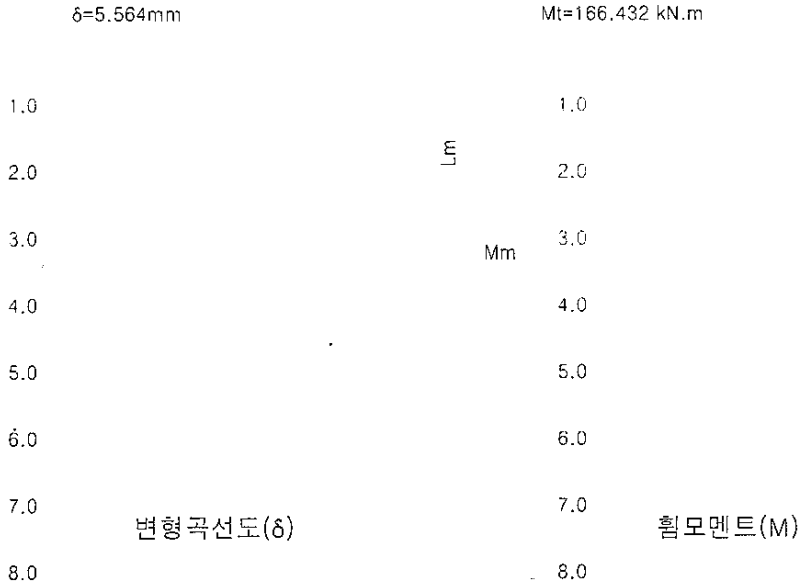
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.781 kN.m, 3.215 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.564 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.564 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	166.432	-171.664	5.564	
0.547	85.254	-126.089	5.036	
1.093	27.506	-86.323	4.240	
1.640	-10.463	-53.852	3.354	
2.187	-32.747	-28.898	2.496	
2.733	-43.328	-10.894	1.736	
3.280	-45.743	1.161	1.107	
3.827	-42.929	8.439	0.618	
4.373	-37.174	12.106	0.260	
4.920	-30.157	13.217	0.017	
5.467	-23.027	12.657	-0.134	
6.013	-16.495	11.125	-0.214	
6.560	-10.944	9.142	-0.243	
7.107	-6.515	7.069	-0.238	
7.653	-3.190	5.135	-0.212	
8.200	-0.852	3.467	-0.177	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



라 COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

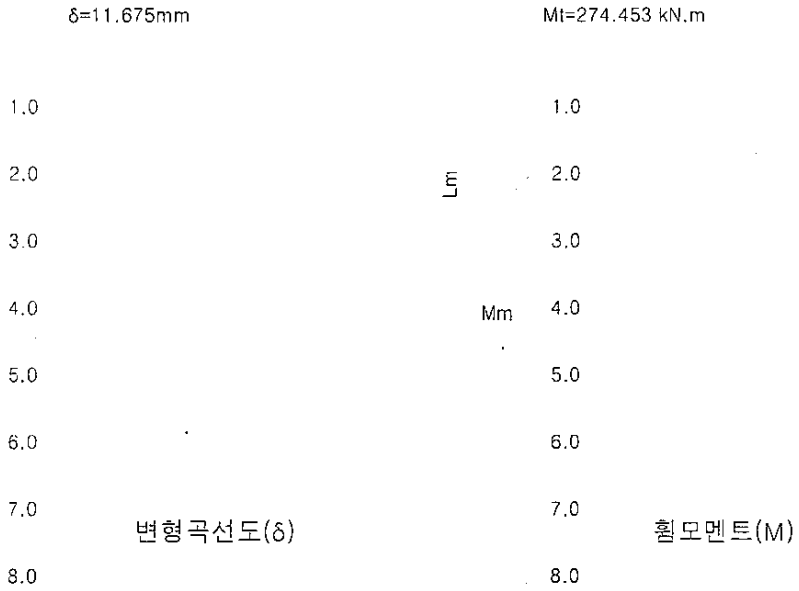
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.745 kN.m, 4.080 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.675 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.675 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	274.453	-216.365	11.675	
0.547	168.700	-170.963	11.037	
1.093	86.856	-129.240	9.873	
1.640	26.437	-92.760	8.437	
2.187	-15.647	-62.218	6.915	
2.733	-42.684	-37.679	5.437	
3.280	-57.873	-18.785	4.087	
3.827	-64.140	-4.922	2.913	
4.373	-64.036	4.657	1.935	
4.920	-59.686	10.738	1.154	
5.467	-52.794	14.079	0.555	
6.013	-44.666	15.367	0.118	
6.560	-36.258	15.199	-0.181	
7.107	-28.223	14.071	-0.369	
7.653	-20.975	12.378	-0.470	
8.200	-14.737	10.421	-0.505	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)

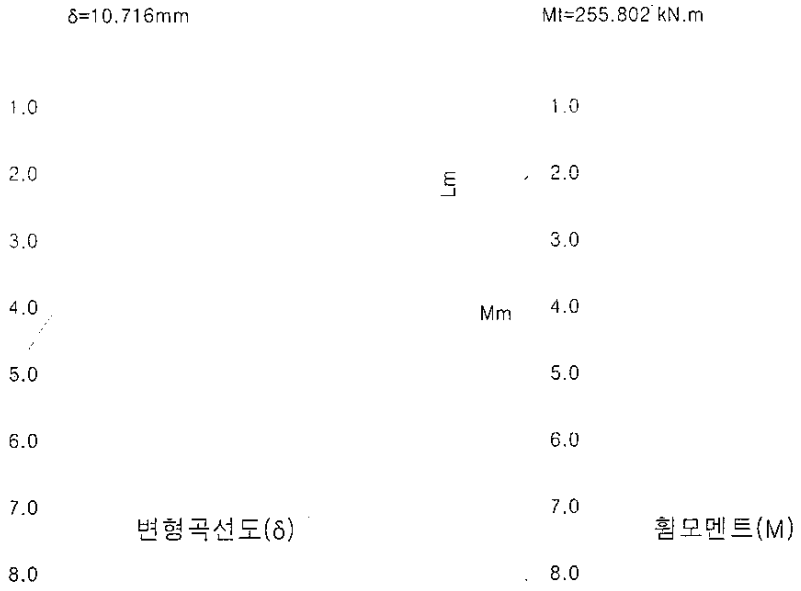
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59.382 kN.m, 4.100 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.716 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.716 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	255.802	-200.040	10.716	
0.547	157.955	-158.314	10.155	
1.093	82.105	-119.889	9.101	
1.640	26.003	-86.235	7.790	
2.187	-13.172	-58.014	6.394	
2.733	-38.433	-35.305	5.036	
3.280	-52.720	-17.792	3.792	
3.827	-58.731	-4.916	2.709	
4.373	-58.816	4.004	1.805	
4.920	-54.942	9.689	1.082	
5.467	-48.685	12.835	0.526	
6.013	-41.255	14.077	0.121	
6.560	-33.540	13.964	-0.158	
7.107	-26.150	12.956	-0.334	
7.653	-19.471	11.417	-0.428	
8.200	-13.713	9.627	-0.463	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)

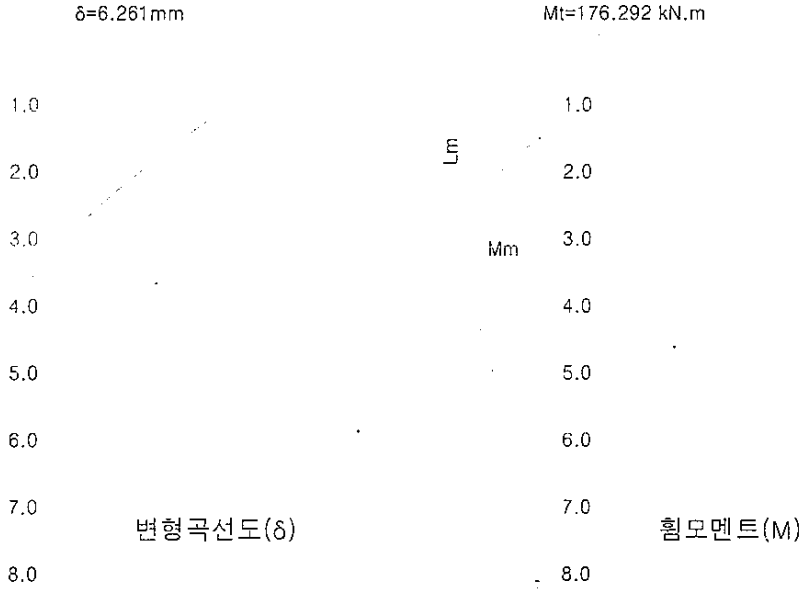
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -51.897 kN.m, 3.150 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.261 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.261 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	176.292	-188.244	6.261	
0.547	87.588	-137.210	5.613	
1.093	25.010	-93.056	4.690	
1.640	-15.684	-57.263	3.683	
2.187	-39.148	-29.954	2.721	
2.733	-49.851	-10.407	1.876	
3.280	-51.729	2.547	1.182	
3.827	-48.023	10.246	0.645	
4.373	-41.244	14.002	0.256	
4.920	-33.217	14.989	-0.006	
5.467	-25.180	14.186	-0.167	
6.013	-17.892	12.363	-0.249	
6.560	-11.745	10.085	-0.276	
7.107	-6.876	7.742	-0.267	
7.653	-3.247	5.579	-0.236	
8.200	-0.719	3.731	-0.195	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 측직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	9834.935	17454.193	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	983493.5	1745419.3
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	28769581.1	28769581.1
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	131764681.2	131764681.2
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	0.0129409	0.0016317	0.0000638	COMBO 1	0.0219996	0.0022572	0.0001651
COMBO 2	0.0119645	0.0015945	0.0000369	COMBO 2	0.0203397	0.0021772	0.0001274
COMBO 3	0.0098351	0.0015945	0.0004526	COMBO 3	0.0098351	0.0015945	0.0004526
COMBO 4	0.0129409	0.0020417	0.0001476	COMBO 4	0.0219996	0.0028735	0.0002911
COMBO 5	0.0119645	0.0019064	0.0001007	COMBO 5	0.0203397	0.0025826	0.0002103
COMBO 6	0.0107850	0.0019064	0.0006439	COMBO 6	0.0107850	0.0019064	0.0006439

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 12.941 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	0.0129409	0.0018103	0.0000638	520.812	127.273	0.000
	2	0.0129409	0.0017274	0.0000638	496.961	127.273	0.000
	3	0.0129409	0.0016445	0.0000638	473.110	127.273	0.000
	4	0.0129409	0.0015616	0.0000638	449.259	127.273	0.000
	5	0.0129409	0.0014149	0.0000638	407.060	127.273	0.000
COMBO 2	1	0.0119645	0.0016979	0.0000369	488.469	117.671	0.000
	2	0.0119645	0.0016499	0.0000369	474.666	117.671	0.000
	3	0.0119645	0.0016019	0.0000369	460.864	117.671	0.000
	4	0.0119645	0.0015539	0.0000369	447.062	117.671	0.000
	5	0.0119645	0.0014691	0.0000369	422.642	117.671	0.000
COMBO 3	1	0.0098351	0.0028618	0.0004526	823.329	171.664	0.000
	2	0.0098351	0.0022734	0.0004526	654.056	171.664	0.000
	3	0.0098351	0.0016851	0.0004526	484.783	171.664	0.000
	4	0.0098351	0.0010967	0.0004526	315.509	171.664	0.000
	5	0.0098351	0.0000557	0.0004526	16.026	171.664	0.000
COMBO 4	1	0.0129409	0.0024549	0.0001476	706.252	127.273	0.000
	2	0.0129409	0.0022630	0.0001476	651.066	127.273	0.000
	3	0.0129409	0.0020712	0.0001476	595.880	127.273	0.000
	4	0.0129409	0.0018794	0.0001476	540.693	127.273	0.000
	5	0.0129409	0.0015400	0.0001476	443.056	127.273	0.000
COMBO 5	1	0.0119645	0.0021884	0.0001007	629.600	117.671	0.000
	2	0.0119645	0.0020575	0.0001007	591.926	117.671	0.000
	3	0.0119645	0.0019265	0.0001007	554.253	117.671	0.000
	4	0.0119645	0.0017956	0.0001007	516.579	117.671	0.000
	5	0.0119645	0.0015639	0.0001007	449.926	117.671	0.000
COMBO 6	1	0.0107850	0.0037094	0.0006439	1067.168	188.244	0.000
	2	0.0107850	0.0028723	0.0006439	826.338	188.244	0.000
	3	0.0107850	0.0020352	0.0006439	585.508	188.244	0.000
	4	0.0107850	0.0011981	0.0006439	344.678	188.244	0.000
	5	0.0107850	-0.0002830	0.0006439	-81.406	188.244	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0219996	0.0027194	0.0001651	782.367	216.365	0.000
	2	0.0219996	0.0025048	0.0001651	720.620	216.365	0.000
	3	0.0219996	0.0022902	0.0001651	658.873	216.365	0.000
	4	0.0219996	0.0020755	0.0001651	597.126	216.365	0.000
	5	0.0219996	0.0016958	0.0001651	487.881	216.365	0.000
COMBO 2	1	0.0203397	0.0025339	0.0001274	728.995	200.040	0.000
	2	0.0203397	0.0023683	0.0001274	681.347	200.040	0.000
	3	0.0203397	0.0022027	0.0001274	633.699	200.040	0.000
	4	0.0203397	0.0020371	0.0001274	586.052	200.040	0.000
	5	0.0203397	0.0017440	0.0001274	501.752	200.040	0.000
COMBO 3	1	0.0098351	0.0028618	0.0004526	823.329	171.664	0.000
	2	0.0098351	0.0022734	0.0004526	654.056	171.664	0.000
	3	0.0098351	0.0016851	0.0004526	484.783	171.664	0.000
	4	0.0098351	0.0010967	0.0004526	315.509	171.664	0.000
	5	0.0098351	0.0000557	0.0004526	16.026	171.664	0.000
COMBO 4	1	0.0219996	0.0036887	0.0002911	1061.215	216.365	0.000
	2	0.0219996	0.0033102	0.0002911	952.335	216.365	0.000
	3	0.0219996	0.0029318	0.0002911	843.456	216.365	0.000
	4	0.0219996	0.0025533	0.0002911	734.576	216.365	0.000
	5	0.0219996	0.0018837	0.0002911	541.943	216.365	0.000
COMBO 5	1	0.0203397	0.0031715	0.0002103	912.430	200.040	0.000
	2	0.0203397	0.0028981	0.0002103	833.766	200.040	0.000
	3	0.0203397	0.0026247	0.0002103	755.102	200.040	0.000
	4	0.0203397	0.0023512	0.0002103	676.438	200.040	0.000
	5	0.0203397	0.0018675	0.0002103	537.264	200.040	0.000
COMBO 6	1	0.0107850	0.0037094	0.0006439	1067.168	188.244	0.000
	2	0.0107850	0.0028723	0.0006439	826.338	188.244	0.000
	3	0.0107850	0.0020352	0.0006439	585.508	188.244	0.000
	4	0.0107850	0.0011981	0.0006439	344.678	188.244	0.000
	5	0.0107850	-0.0002830	0.0006439	-81.406	188.244	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	2.800	0	520.812	127.273	0.000	20
	2	1.500	0	496.961	127.273	0.000	20
	3	0.200	0	473.110	127.273	0.000	20
	4	-1.100	0	449.259	127.273	0.000	20
	5	-3.400	0	407.060	127.273	0.000	20
	계			46944.035	12727.332	0.000	100
COMBO 2	1	2.800	0	488.469	117.671	0.000	20
	2	1.500	0	474.666	117.671	0.000	20
	3	0.200	0	460.864	117.671	0.000	20
	4	-1.100	0	447.062	117.671	0.000	20
	5	-3.400	0	422.642	117.671	0.000	20
	계			45874.069	11767.052	0.000	100
COMBO 3	1	2.800	0	823.329	171.664	0.000	20
	2	1.500	0	654.056	171.664	0.000	20
	3	0.200	0	484.783	171.664	0.000	20
	4	-1.100	0	315.509	171.664	0.000	20
	5	-3.400	0	16.026	171.664	0.000	20
	계			45874.069	17166.448	0.000	100
COMBO 4	1	2.800	0	706.252	127.273	0.000	20
	2	1.500	0	651.066	127.273	0.000	20
	3	0.200	0	595.880	127.273	0.000	20
	4	-1.100	0	540.693	127.273	0.000	20
	5	-3.400	0	443.056	127.273	0.000	20
	계			58738.936	12727.332	0.000	100
COMBO 5	1	2.800	0	629.600	117.671	0.000	20
	2	1.500	0	591.926	117.671	0.000	20
	3	0.200	0	554.253	117.671	0.000	20
	4	-1.100	0	516.579	117.671	0.000	20
	5	-3.400	0	449.926	117.671	0.000	20
	계			54845.676	11767.052	0.000	100
COMBO 6	1	2.800	0	1067.168	188.244	0.000	20
	2	1.500	0	826.338	188.244	0.000	20
	3	0.200	0	585.508	188.244	0.000	20
	4	-1.100	0	344.678	188.244	0.000	20
	5	-3.400	0	-81.406	188.244	0.000	20
	계			54845.676	18824.403	0.000	100

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.800	0	782.367	216.365	0.000	20
	2	1.500	0	720.620	216.365	0.000	20
	3	0.200	0	658.873	216.365	0.000	20
	4	-1.100	0	597.126	216.365	0.000	20
	5	-3.400	0	487.881	216.365	0.000	20
	계			64937.333	21636.465	0.000	100
COMBO 2	1	2.800	0	728.995	200.040	0.000	20
	2	1.500	0	681.347	200.040	0.000	20
	3	0.200	0	633.699	200.040	0.000	20
	4	-1.100	0	586.052	200.040	0.000	20
	5	-3.400	0	501.752	200.040	0.000	20
	계			62636.906	20003.989	0.000	100
COMBO 3	1	2.800	0	823.329	171.664	0.000	20
	2	1.500	0	654.056	171.664	0.000	20
	3	0.200	0	484.783	171.664	0.000	20
	4	-1.100	0	315.509	171.664	0.000	20
	5	-3.400	0	16.026	171.664	0.000	20
	계			45874.069	17166.448	0.000	100
COMBO 4	1	2.800	0	1061.215	216.365	0.000	20
	2	1.500	0	952.335	216.365	0.000	20
	3	0.200	0	843.456	216.365	0.000	20
	4	-1.100	0	734.576	216.365	0.000	20
	5	-3.400	0	541.943	216.365	0.000	20
	계			82670.502	21636.465	0.000	100
COMBO 5	1	2.800	0	912.430	200.040	0.000	20
	2	1.500	0	833.766	200.040	0.000	20
	3	0.200	0	755.102	200.040	0.000	20
	4	-1.100	0	676.438	200.040	0.000	20
	5	-3.400	0	537.264	200.040	0.000	20
	계			74299.995	20003.989	0.000	100
COMBO 6	1	2.800	0	1067.168	188.244	0.000	20
	2	1.500	0	826.338	188.244	0.000	20
	3	0.200	0	585.508	188.244	0.000	20
	4	-1.100	0	344.678	188.244	0.000	20
	5	-3.400	0	-81.406	188.244	0.000	20
	계			54845.676	18824.403	0.000	100

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

가 COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

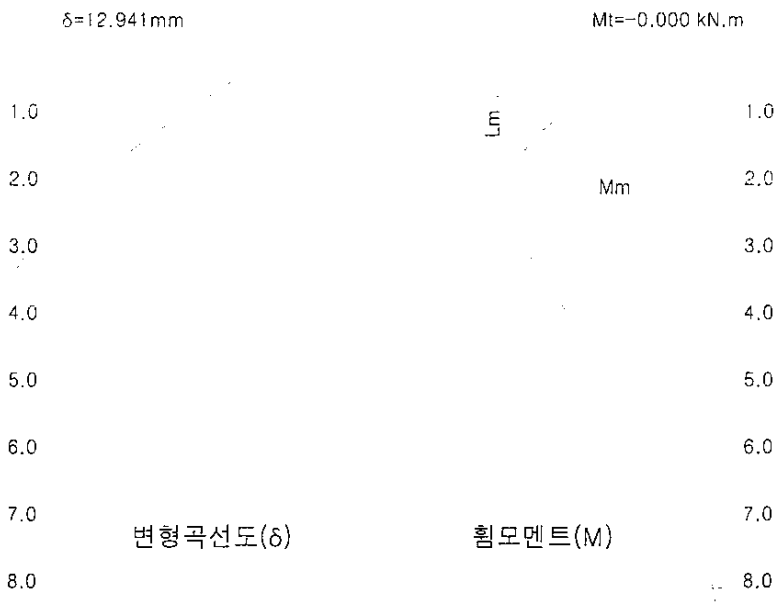
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -110 902 kN m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.941 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.941 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-127.273	12.941	
0.547	-56.449	-80.962	10.356	
1.093	-90.344	-44.648	7.938	
1.640	-106.924	-17.432	5.795	
2.187	-110.841	1.895	3.977	
2.733	-106.046	14.665	2.498	
3.280	-95.759	22.206	1.345	
3.827	-82.495	25.754	0.485	
4.373	-68.129	26.400	-0.121	
4.920	-53.990	25.067	-0.518	
5.467	-40.946	22.502	-0.748	
6.013	-29.506	19.286	-0.851	
6.560	-19.899	15.851	-0.863	
7.107	-12.159	12.500	-0.814	
7.653	-6.181	9.428	-0.726	
8.200	-1.779	6.748	-0.619	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

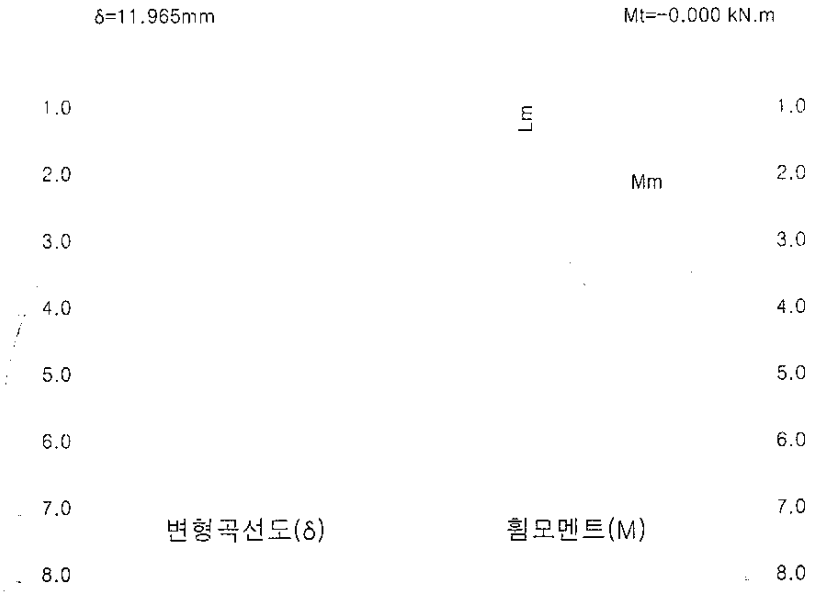
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -102.534 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.965 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.965 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-117.671	11.965	
0.547	-52.190	-74.854	9.574	
1.093	-83.527	-41.279	7.340	
1.640	-98.856	-16.116	5.358	
2.187	-102.478	1.752	3.677	
2.733	-98.045	13.558	2.310	
3.280	-88.534	20.531	1.243	
3.827	-76.270	23.811	0.448	
4.373	-62.989	24.408	-0.112	
4.920	-49.917	23.176	-0.479	
5.467	-37.857	20.804	-0.691	
6.013	-27.279	17.831	-0.787	
6.560	-18.398	14.655	-0.798	
7.107	-11.242	11.557	-0.752	
7.653	-5.715	8.717	-0.671	
8.200	-1.645	6.239	-0.572	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



④ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

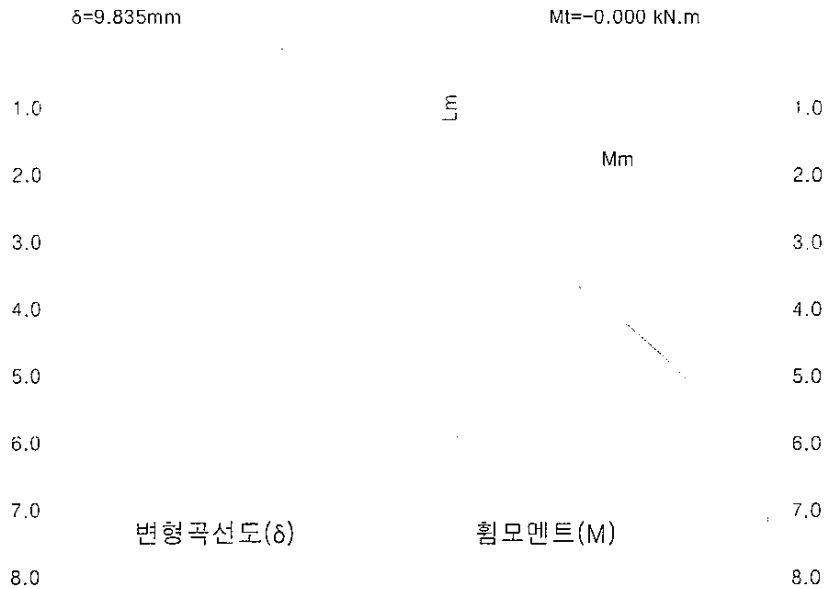
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -123.549 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.835 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.835 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-171.664	9.835	
0.547	-72.728	-97.791	7.469	
1.093	-110.466	-43.342	5.318	
1.640	-123.220	-5.908	3.501	
2.187	-119.466	17.585	2.059	
2.733	-105.950	30.330	0.981	
3.280	-87.721	35.292	0.229	
3.827	-68.315	35.020	-0.253	
4.373	-50.010	31.565	-0.525	
4.920	-34.098	26.484	-0.642	
5.467	-21.146	20.885	-0.654	
6.013	-11.224	15.493	-0.600	
6.560	-4.091	10.734	-0.510	
7.107	0.665	6.810	-0.407	
7.653	3.516	3.767	-0.306	
8.200	4.933	1.548	-0.215	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)

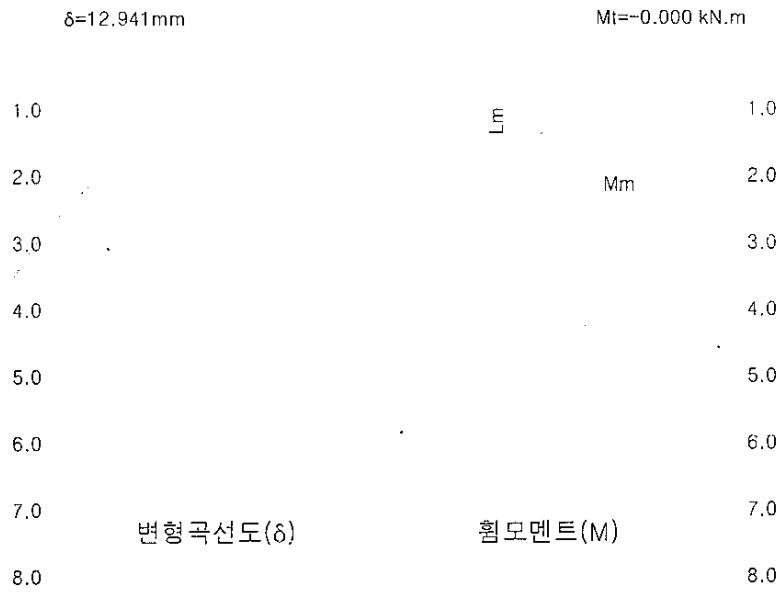
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -110.902 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.941 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.941 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-127.273	12.941	
0.547	-56.449	-80.962	10.356	
1.093	-90.344	-44.648	7.938	
1.640	-106.924	-17.432	5.795	
2.187	-110.841	1.895	3.977	
2.733	-106.046	14.665	2.498	
3.280	-95.759	22.206	1.345	
3.827	-82.495	25.754	0.485	
4.373	-68.129	26.400	-0.121	
4.920	-53.990	25.067	-0.518	
5.467	-40.946	22.502	-0.748	
6.013	-29.506	19.286	-0.851	
6.560	-19.899	15.851	-0.863	
7.107	-12.159	12.500	-0.814	
7.653	-6.181	9.428	-0.726	
8.200	-1.779	6.748	-0.619	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

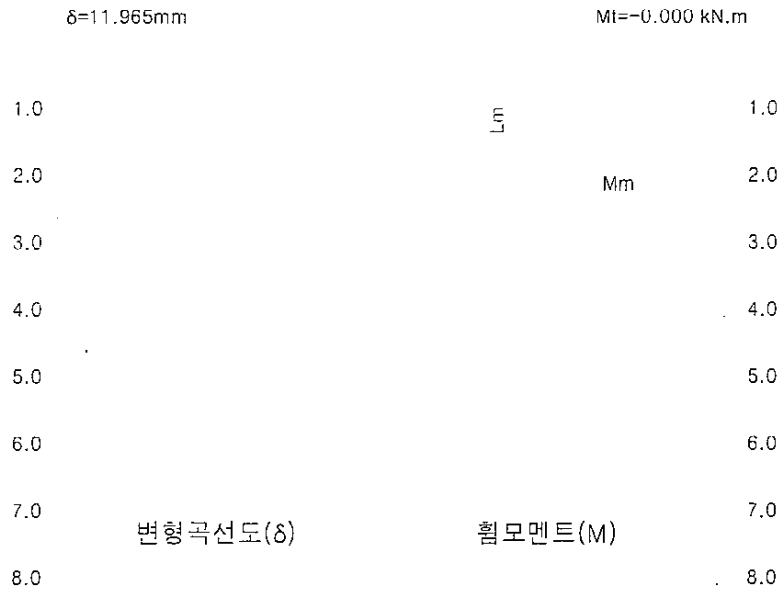
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -102.534 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.965 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.965 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-117.671	11.965	
0.547	-52.190	-74.854	9.574	
1.093	-83.527	-41.279	7.340	
1.640	-98.856	-16.116	5.358	
2.187	-102.478	1.752	3.677	
2.733	-98.045	13.558	2.310	
3.280	-88.534	20.531	1.243	
3.827	-76.270	23.811	0.448	
4.373	-62.989	24.408	-0.112	
4.920	-49.917	23.176	-0.479	
5.467	-37.857	20.804	-0.691	
6.013	-27.279	17.831	-0.787	
6.560	-18.398	14.655	-0.798	
7.107	-11.242	11.557	-0.752	
7.653	-5.715	8.717	-0.671	
8.200	-1.645	6.239	-0.572	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

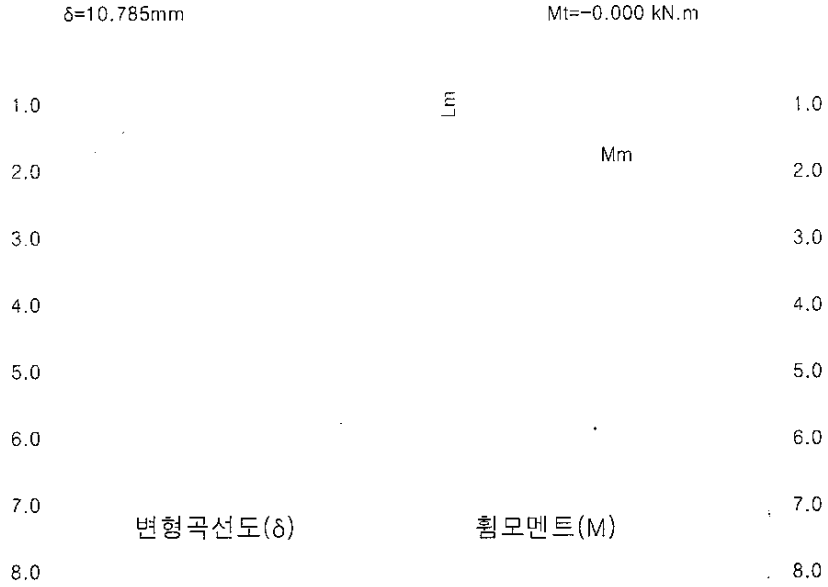
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -135.481 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.785 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.785 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.244	10.785	
0.547	-79.752	-107.235	8.191	
1.093	-121.135	-47.528	5.832	
1.640	-135.120	-6.479	3.839	
2.187	-131.005	19.284	2.257	
2.733	-116.183	33.259	1.076	
3.280	-96.193	38.701	0.251	
3.827	-74.913	38.402	-0.278	
4.373	-54.840	34.613	-0.576	
4.920	-37.391	29.042	-0.704	
5.467	-23.188	22.902	-0.717	
6.013	-12.308	16.989	-0.657	
6.560	-4.486	11.771	-0.559	
7.107	0.729	7.468	-0.447	
7.653	3.856	4.130	-0.336	
8.200	5.410	1.697	-0.236	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

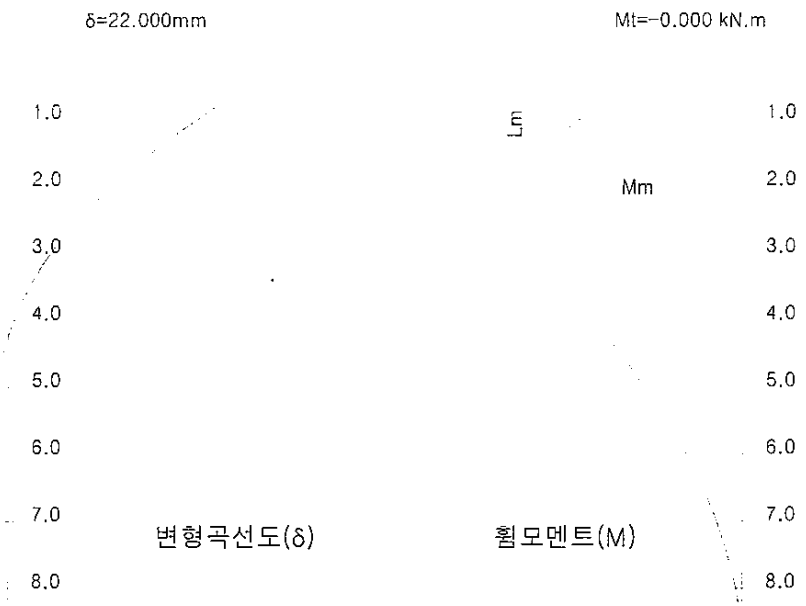
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -188.533 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 22.000 mm
- 지표면에서의 변위 : 22.000 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-216.365	22.000	
0.547	-95.963	-137.636	17.605	
1.093	-153.584	-75.902	13.495	
1.640	-181.770	-29.634	9.851	
2.187	-188.429	3.221	6.761	
2.733	-180.279	24.930	4.247	
3.280	-162.791	37.750	2.286	
3.827	-140.241	43.782	0.824	
4.373	-115.820	44.880	-0.206	
4.920	-91.783	42.614	-0.880	
5.467	-69.609	38.253	-1.271	
6.013	-50.160	32.787	-1.447	
6.560	-33.829	26.947	-1.467	
7.107	-20.670	21.250	-1.383	
7.653	-10.508	16.028	-1.234	
8.200	-3.025	11.472	-1.053	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

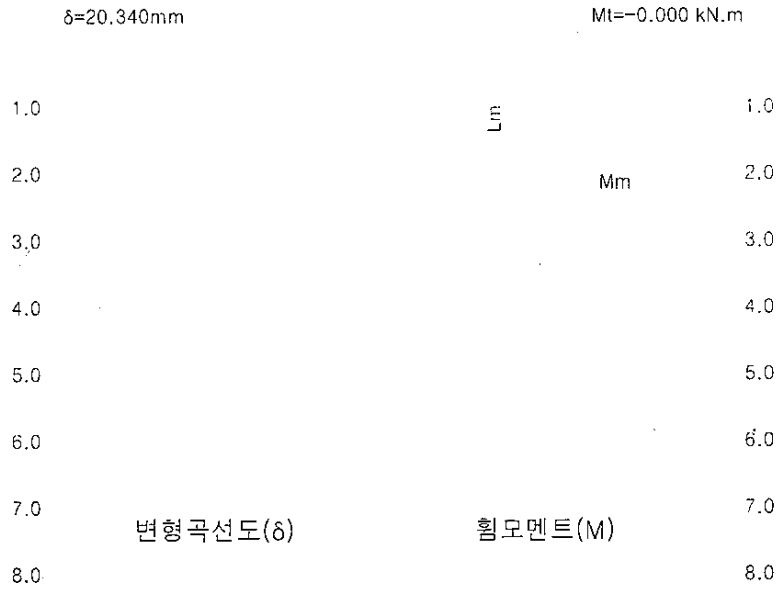
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -174.308 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 20.340 mm
- 지표면에서의 변위 : 20.340 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-200.040	20.340	
0.547	-88.722	-127.251	16.276	
1.093	-141.997	-70.175	12.477	
1.640	-168.056	-27.398	9.108	
2.187	-174.212	2.978	6.251	
2.733	-166.677	23.049	3.927	
3.280	-150.508	34.902	2.113	
3.827	-129.660	40.478	0.762	
4.373	-107.081	41.494	-0.191	
4.920	-84.858	39.399	-0.814	
5.467	-64.357	35.367	-1.175	
6.013	-46.375	30.313	-1.338	
6.560	-31.276	24.914	-1.357	
7.107	-19.111	19.647	-1.279	
7.653	-9.715	14.818	-1.141	
8.200	-2.796	10.606	-0.973	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



다 COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

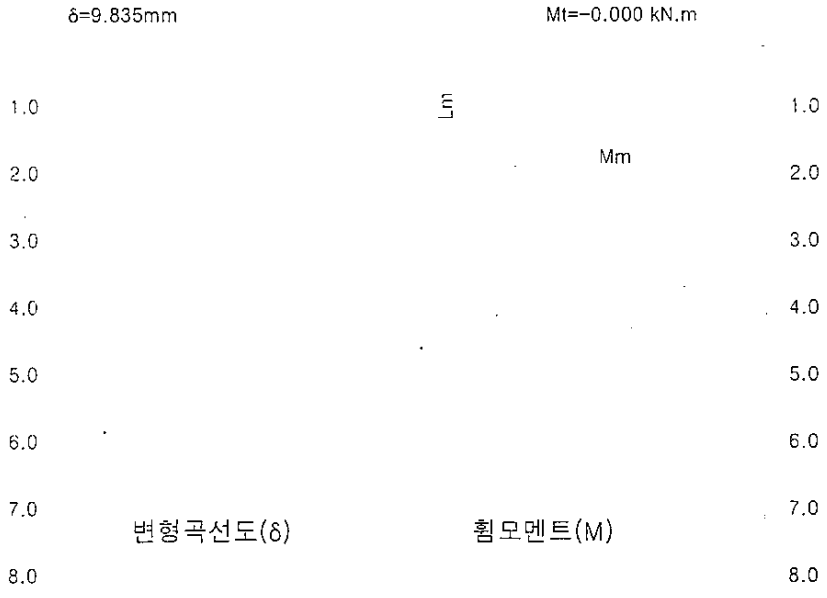
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -123.549 kN.m. 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.835 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.835 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-171.664	9.835	
0.547	-72.728	-97.791	7.469	
1.093	-110.466	-43.342	5.318	
1.640	-123.220	-5.908	3.501	
2.187	-119.466	17.585	2.059	
2.733	-105.950	30.330	0.981	
3.280	-87.721	35.292	0.229	
3.827	-68.315	35.020	-0.253	
4.373	-50.010	31.565	-0.525	
4.920	-34.098	26.484	-0.642	
5.467	-21.146	20.885	-0.654	
6.013	-11.224	15.493	-0.600	
6.560	-4.091	10.734	-0.510	
7.107	0.665	6.810	-0.407	
7.653	3.516	3.767	-0.306	
8.200	4.933	1.548	-0.215	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



라. COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

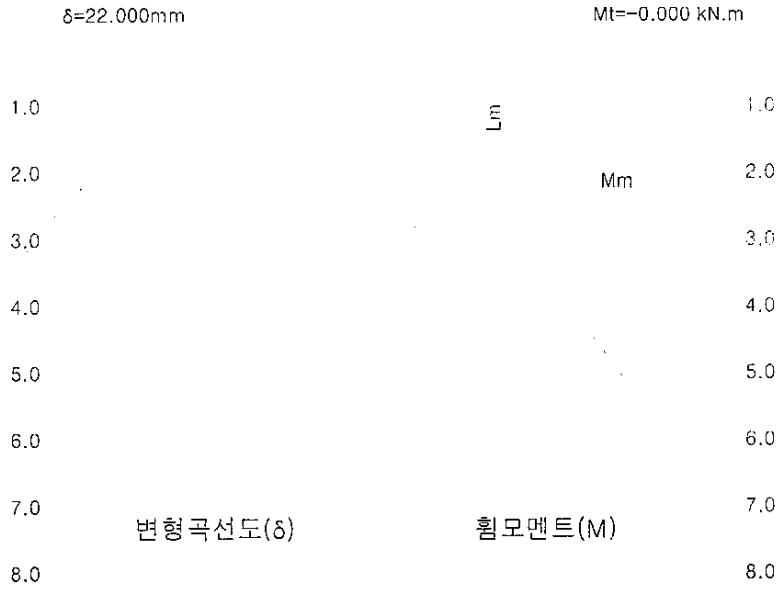
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -188.533 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 22.000 mm
- 지표면에서의 변위 : 22.000 mm

ㄷ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-216.365	22.000	
0.547	-95.963	-137.636	17.605	
1.093	-153.584	-75.902	13.495	
1.640	-181.770	-29.634	9.851	
2.187	-188.429	3.221	6.761	
2.733	-180.279	24.930	4.247	
3.280	-162.791	37.750	2.286	
3.827	-140.241	43.782	0.824	
4.373	-115.820	44.880	-0.206	
4.920	-91.783	42.614	-0.880	
5.467	-69.609	38.253	-1.271	
6.013	-50.160	32.787	-1.447	
6.560	-33.829	26.947	-1.467	
7.107	-20.670	21.250	-1.383	
7.653	-10.508	16.028	-1.234	
8.200	-3.025	11.472	-1.053	

ㅁ. 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)

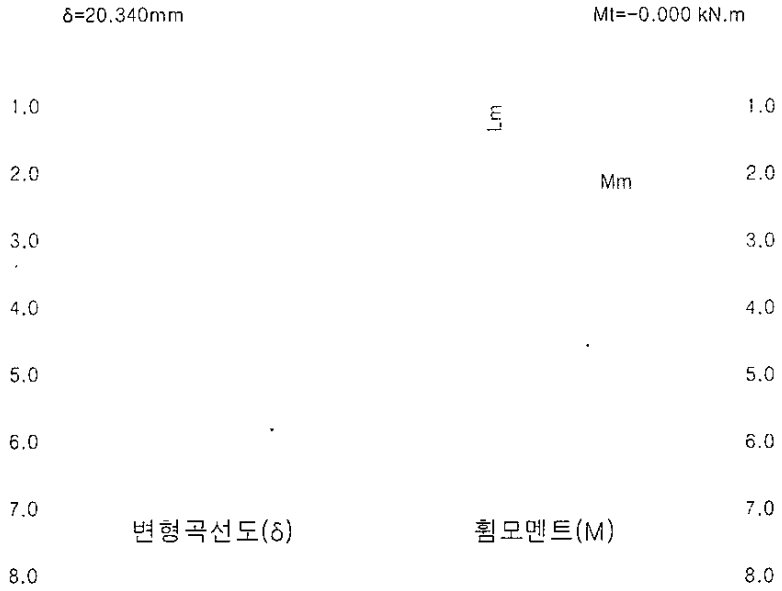
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -174.308 kN.m, 2.123 m
- 말뚝머리부의 변위 : 20.340 mm
- 지표면에서의 변위 : 20.340 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-200.040	20.340	
0.547	-88.722	-127.251	16.276	
1.093	-141.997	-70.175	12.477	
1.640	-168.056	-27.398	9.108	
2.187	-174.212	2.978	6.251	
2.733	-166.677	23.049	3.927	
3.280	-150.508	34.902	2.113	
3.827	-129.660	40.478	0.762	
4.373	-107.081	41.494	-0.191	
4.920	-84.858	39.399	-0.814	
5.467	-64.357	35.367	-1.175	
6.013	-46.375	30.313	-1.338	
6.560	-31.276	24.914	-1.357	
7.107	-19.111	19.647	-1.279	
7.653	-9.715	14.818	-1.141	
8.200	-2.796	10.606	-0.973	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)

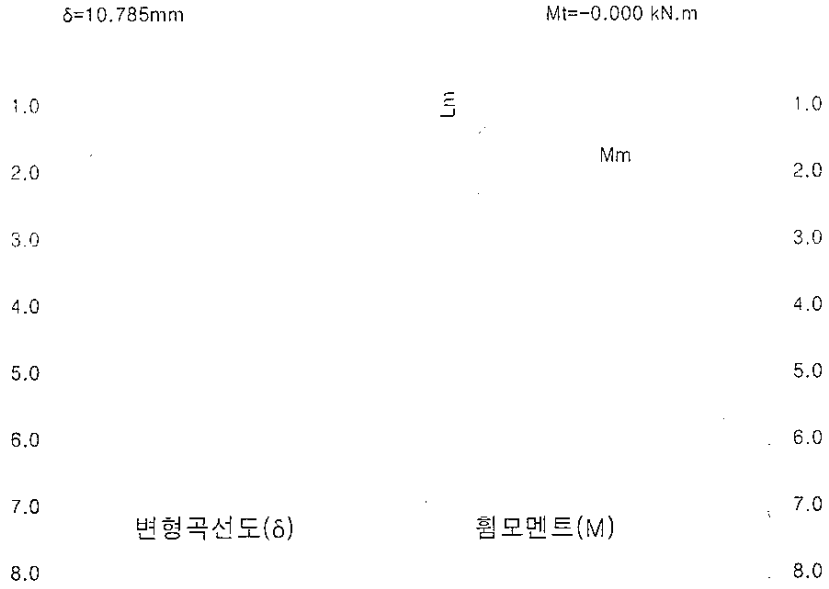
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -135.481 kN.m, 1.753 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.785 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.785 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.244	10.785	
0.547	-79.752	-107.235	8.191	
1.093	-121.135	-47.528	5.832	
1.640	-135.120	-6.479	3.839	
2.187	-131.005	19.284	2.257	
2.733	-116.183	33.259	1.076	
3.280	-96.193	38.701	0.251	
3.827	-74.913	38.402	-0.278	
4.373	-54.840	34.613	-0.576	
4.920	-37.391	29.042	-0.704	
5.467	-23.188	22.902	-0.717	
6.013	-12.308	16.989	-0.657	
6.560	-4.486	11.771	-0.559	
7.107	0.729	7.468	-0.447	
7.653	3.856	4.130	-0.336	
8.200	5.410	1.697	-0.236	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 「별첨자료」 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 「별첨자료」 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 12.9409 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 10.7850 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 150.300 kN (평상시) : 「별첨자료」 참조

Pa2 = 225.450 kN (지진시) : 「별첨자료」 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	621.809	284.422	1586.000	150.300	O.K
	HINGE	520.812	407.060	1586.000	150.300	O.K
COMBO 2	FIX	582.316	308.685	1586.000	150.300	O.K
	HINGE	488.469	422.642	1586.000	150.300	O.K
COMBO 3	FIX	925.078	-107.527	2379.000	225.450	O.K
	HINGE	823.329	16.026	2379.000	225.450	O.K
COMBO 4	FIX	805.458	322.592	1586.000	150.300	O.K
	HINGE	706.252	443.056	1586.000	150.300	O.K
COMBO 5	FIX	722.083	337.625	1586.000	150.300	O.K
	HINGE	629.600	449.926	1586.000	150.300	O.K
COMBO 6	FIX	1174.944	-212.278	2379.000	225.450	O.K
	HINGE	1067.168	-81.406	2379.000	225.450	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 : 8.30 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 8.20/0.508 = 16.142 < 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	621.809	165.201	128.665	140.00	O.K
	HINGE	520.812	110.902	93.036	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	582.316	153.508	119.849	140.00	O.K
	HINGE	488.469	102.534	86.465	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	925.078	166.432	148.867	210.00	O.K
	HINGE	823.329	123.549	119.312	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	805.458	162.271	138.927	140.00	O.K
	HINGE	706.252	110.902	104.985	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	722.083	151.276	127.658	140.00	O.K
	HINGE	629.600	102.534	95.558	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1174.944	176.292	170.255	210.00	O.K
	HINGE	1067.168	135.481	141.423	210.00	O.K

다) 알뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

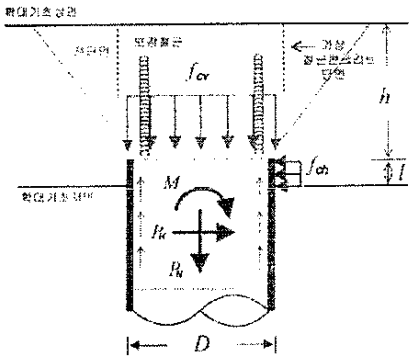
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	127.273	16.397	80.000	O.K
	HINGE	127.273	16.397	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	117.671	15.160	80.000	O.K
	HINGE	117.671	15.160	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	171.664	22.116	120.000	O.K
	HINGE	171.664	22.116	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	127.273	16.397	80.000	O.K
	HINGE	127.273	16.397	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	117.671	15.160	80.000	O.K
	HINGE	117.671	15.160	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	188.244	24.252	120.000	O.K
	HINGE	188.244	24.252	120.000	O.K

6) 말뚝과 확대기초의 결합부 검토



① 압입력에 대한 검토

a. 확대기초 콘크리트의 수직지압응력

$$f_{cr} = \frac{P_{N\max}}{\frac{\pi}{4}D^2} \le f_{ca}$$

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 = 805457.5 / (π /4 x 508 ²)
= 3.974 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv' = 1174944.2 / (π /4 x 508 ²)
= 5.797 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 = 805457.5 / {π x (508 + 1600) x 1600 }
= 0.076 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1174944.2 / {π x (508 + 1600) x 1600 }
= 0.111 MPa ≤ τa3' = 1.197 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 = 127273.323 / (508 x 100)
= 2.505 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 188244.034 / (508 x 100)
= 3.706 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)

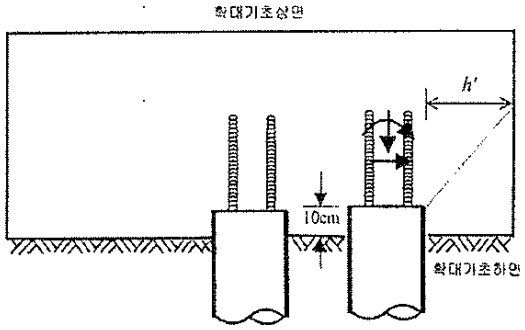
τh = 127273.323 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.214 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 188244.034 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.317 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 = 1229002.719 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)

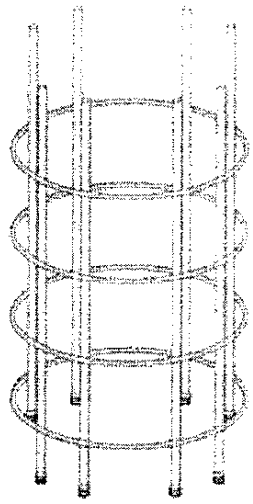
* PUNCHING 전단강도

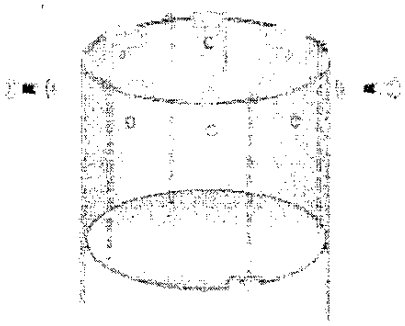
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 6465.4 x 1550)

= 13091858.250 N ≥ PNmax = 1229002.719 N ∴ O.K

복현 2교_A2교대	발주처 :	BBM KOREA. Co., Ltd.
	용역사 :	2014년 7월 23일

강관말뚝 볼트식 머리보강(B.B.M III)의 구조 검토 보고서





특허출원 제 0059148 호
실용신안등록 제 0426656 호

저작권	BBM KOREA. Co., Ltd.
주 소	경기도 안산시상록구 팔곡일동 568-6
Tel	031-438-1530
Fax	031-409-8031

1. Input Data

1) 확대기초 제원

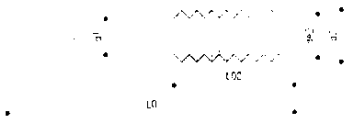


H (단면두께)	=	1700.0	mm
l (말뚝 매입깊이)	=	100.0	mm
h (수직유효두께)	=	1600.0	mm
h' (수평유효두께)	=	396.0	mm
fck (콘크리트 설계기준강도)	=	27.0	MPa
va3(콘크리트 허용 압발전단응력)	=	1.0	MPa (평상시)
va3(콘크리트 허용 압발전단응력)	=	1.3	MPa (지진시)
voa(콘크리트 허용 부착응력)	=	1.7	MPa

2) 강관말뚝 제원
강관종류는 SPS400 강종

D (말뚝직경)	=	508.0	mm
t' (말뚝두께)	=	12.0	mm

3) 보강 철근량 제원



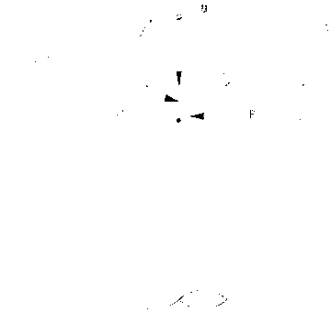
보강 철근 종류	= H25(SD40)	12	EA
Ast(공칭단면적)	=	506.7	mm^2
d1 (보강철근 공칭지름)	=	25.4	mm
U (보강철근 공칭둘레)	=	80.0	mm
de2(나사산의 유효직경)	=	23.991	mm
fsa1(보강철근의 허용인장응력)	=	180.0	MPa (평상시)
fsa1(보강철근의 허용인장응력)	=	239.4	MPa (지진시)
vsa1(나사산의 허용 전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vsa1(나사산의 허용 전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)

4) 지압이음용 고장력볼트 제원



사용볼트	= M20*55L	12	EA
de3 (볼트나사의 유효직경)	=	17.78	mm
vsa2(볼트의 허용 전단응력)	=	190.0	MPa(평상시)
vsa2(볼트의 허용력)	=	252.7	MPa(지진시)
vba2(볼트의 허용 지압응력)	=	240.0	MPa(평상시)
vba2(볼트의 허용력)	=	319.2	MPa(지진시)
l (고장력볼트의 길이)	=	40.0	mm
b (고장력볼트의 연단거리)	=	10.0	mm
S (ㄷ형 연결재 두께)	=	12.0	mm

5) 말뚝머리작용하중



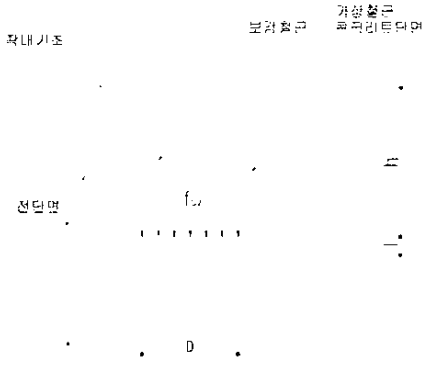
① 평상시

Pn,max (최대 압입력)	=	805.458	kN
Pn,min (최소 압입력)	=	284.422	kN
Ph,max (최대 수평력)	=	127.273	kN
M max (최대 모멘트)	=	162.271	kN*m

② 지진시

Pn,max (최대 압입력)	=	1174.944	kN
Pn,min (최소 압입력)	=	-212.278	kN
Ph,max (최대 수평력)	=	188.244	kN
M max (최대 모멘트)	=	176.292	kN*m

2. 압입력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력(fcv) 검토

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{805458.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 4.0 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{1174944.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 5.8 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
fck(콘크리트설계기준강도)	=	27.0 MPa	
fca(콘크리트허용지압응력) = 0.25fck	=	6.8 MPa	(평상시)
fca(콘크리트허용지압응력) = 1.33fca(평상시)	=	9.0 MPa	(지진시)
Pn.max (최대 압입력)	=	805.458 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	1174.944 kN	(지진시)

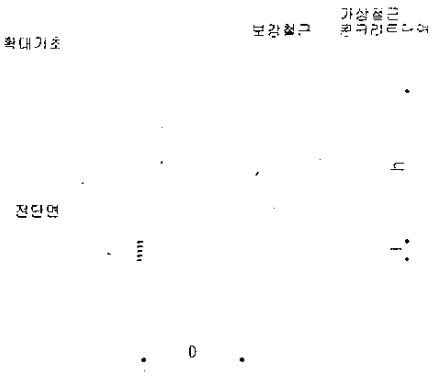
2)확대기초 콘크리트의 수직압발전단응력(Vv) 검토

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{805458.0}{\pi \times (508.00 + 1600.0)\ 1600.0} = 0.08 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{1174944.0}{\pi \times (508.00 + 1600.0)\ 1600.0} = 0.11 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K.$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
h (확대기초 수직유효두께)	=	1600.0 mm	
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.0 MPa	(평상시)
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.3 MPa	(지진시)
Pn.max (최대 압입력)	=	805.458 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	1174.944 kN	(지진시)

3. 수평력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수평지압응력(fch) 검토

$$f_{ch} = \frac{P_{h,max}}{D \times l} = \frac{127273.0}{508.00 \times 100.00} = 2.5 \text{ MPa} < f_{ca} = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$f_{ch} = \frac{P_{h,max}}{D \times l} = \frac{188244.0}{508.00 \times 100.00} = 3.7 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
l (말뚝의 매입길이)	=	100.0 mm	
fck(콘크리트설계기준강도)	=	27.0 MPa	
fca(콘크리트허용지압응력) = 0.25fck	=	6.8 MPa	(평상시)
fca(콘크리트허용지압응력) = 1.33fca(평상시)	=	9.0 MPa	(지진시)
Ph,max (최대 수평력)	=	127.273 kN	(평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	188.244 kN	(지진시)

2)확대기초 콘크리트의 수평압발전단응력(Vh) 검토

$$V_h = \frac{P_{h,max}}{h'(2l+D+2h')} = \frac{127273.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508.0 + 2 \times 396.0)} = 0.21 \text{ MPa} < v_{ca} = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$V_h = \frac{P_{h,max}}{h'(2l+D+2h')} = \frac{188244.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508 + 2 \times 396.0)} = 0.32 \text{ MPa} < v_{ca} = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
h '(확대기초 수평유효두께)	=	396.0 mm	
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.0 MPa	(평상시)
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.3 MPa	(지진시)
Ph,max (최대 수평력)	=	127.273 kN	(평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	188.244 kN	(지진시)

4. 인발력에 대한 검토

1) 부풀림 보강철근 나사산의 전단응력(Vs1) 검토

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{0.000}{12 \times \pi \times 24.0 \times 25}$$

= 0.0 MPa < vsa1 = 80.0 MPa (평상시) O.K

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{212278.000}{12 \times \pi \times 24.0 \times 25}$$

= 9.4 MPa < vsa1 = 106.4 MPa (지진시) O.K

사용철근	=	H25(SD40) - 12	EA
n1 (부풀림보강철근 사용개수)	=	12	EA
de2 (부풀림보강철근 나사산 유효직경)	=	23.991	mm
lr (나사선 연결부 길이) 2 1	=	25	mm
vsa1(보강철근 나사산의 허용전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vsa1(보강철근 나사산의 허용전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	212.278	kN (지진시)

2) 지압이음용 고장력 볼트 검토

① 전단응력(Vs2) 검토

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{0.000}{12 \left(\pi \times 17.78^2 / 4 \right)}$$

= 0.0 MPa < vs2 = 190.0 MPa (평상시) O.K

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{212278.000}{12 \left(\pi \times 17.78^2 / 4 \right)}$$

= 71.2 MPa < vs2 = 252.7 MPa (지진시) O.K

사용볼트 = M20*55L

n2 (고장력볼트 개수)	=	12	EA
de3 (고장력볼트 나사의 유효직경)	=	17.780	mm
vsa2(고장력볼트의 허용 전단응력)	=	190.0	MPa (평상시)
vsa2(고장력볼트의 허용 전단응력)	=	252.7	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	212.278	kN (지진시)

② 지압응력(Vb2) 검토

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{0.000}{12\ (\ 17.78\ x\ 9\ )}$$

$= 0.0$ MPa $<$ vb2 = 240.0 MPa (평상시) O.K

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{212278.000}{12\ (\ 17.78\ x\ 9\ )}$$

$= 110.5$ MPa $<$ vb2 = 319.2 MPa (지진시) O.K

n2 (고장력볼트 개수)	=	12	EA
t (강관과 강재절편 중 얇은쪽의 두께)	=	9	mm
de3 (고장력볼트 나사의 유효직경)	=	17.780	mm
vba2(고장력볼트의 허용 지압응력)	=	240.0	MPa (평상시)
vba2(고장력볼트의 허용 지압응력)	=	319.2	MPa (지진시)
Pu,max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	212.278	kN (지진시)

3) 고장력볼트 배치시 연단거리 s 검토 -. 강구조공학(한국강구조학회 발행) P129 참조

-. 볼트 구멍이 배치된 경우 다음 볼트구멍까지의 거리 s(피치)를 구하는 방법으로 검토

$$bn = bg - (n \times d) + \sum \frac{si}{4 \times gi}$$

$$= \begin{cases} 1577 - (\ 12 \times 23\ ) & = 1301 \\ 1577 - (\ 23 \times 23\ ) + \dfrac{70^2}{4 \times 65.7} \times 22 & = 1458.2 \end{cases}$$ 중 작은 값

∴ bn = 1301 mm가 된다

$An = bn \times t = 1301 \times 12 = 15612\ mm^2$

여기서,



bg : 강관의 총 둘레
bn : 강관의 순 둘레(볼트구멍을 제외한 둘레)
n : 볼트구멍의 수
d : 볼트구멍의 직경(볼트직경 + 3mm)
gi : 구멍간 간격
si : 피치
t : 강관의 두께

-. 인장부재의 내하력

Tn = fy x An > Pu.max (최대인발력) 이므로

Tn = 140 x 15612 = 2185.68 kN > Pu.max = 212.278 kN O.K

5. ㄷ형 강재 절편에 대한 검토

1) 인발력에 의한 저항단면의 휨응력(fs3) 검토

$$fs3 = \frac{Pu.max \times lm \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{0 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 12} = 0.0 \ MPa$$

fsa3 = 140.0 MPa (평상시)

$$fs3 = \frac{Pu.max \times lm \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{212278 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 12} = 66.3 \ MPa$$

fsa3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	12	EA
lm (모멘트 팔길이)	=	18.0	mm
I (저항단면의 단면2차모멘트)	=	60000	mm^4
y (저항단면의 높이)	=	25	mm
fsa3(제품의 허용휨응력)	=	140.0	MPa (평상시)
fsa3(제품의 허용휨응력)	=	186.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	212.278	kN (지진시)

2) 인발력에 의한 저항단면의 전단응력(Vv3) 검토

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{0.000}{12 \times 1120.0} = 0.0 \ MPa$$

vva3 = 80.0 MPa (평상시)

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{212278.000}{12 \times 1120.0} = 15.8 \ MPa$$

vva3 = 106.4 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	12	EA
A (저항단면 전단면적)	=	1120.0	mm^2
vva3(제품의 허용 전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vva3(제품의 허용 전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	212.278	kN (지진시)

3) 합성응력의 검산

$$\left(\frac{fs3}{fsa3}\right)^2 + \left(\frac{Vv3}{vva3}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\left(\frac{0.0}{140.0}\right)^2 + \left(\frac{0.0}{80.0}\right)^2 = 0 \leq 1.2 \quad \text{(평상시)}$$

$$\left(\frac{66.3}{186.2}\right)^2 + \left(\frac{15.8}{106.4}\right)^2 = 0.14896 \leq 1.2 \quad \text{(지진시)}$$

4) 인발력에 따른 최소순단면 인장응력(Vt3) 검토

$$Vt3 = \frac{Pu,max}{n3 * At} = \frac{0.000}{12 \times 480.0}$$

= 0.0 MPa vta3 = 140.0 MPa (평상시)

$$Vt3 = \frac{Pu,max}{n3 * At} = \frac{212278.000}{12 \times 480.0}$$

= 36.9 MPa vta3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	12	EA
At (볼트 연결부 단면의 순단면적)	=	480.0	mm^2 (= 단면적 - 볼트구멍 공제)
vta3(제품의 허용 인장응력)	=	140.0	MPa (평상시)
vta3(제품의 허용 인장응력)	=	186.2	MPa (지진시)
Pu,max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu,max (최대 인발력)	=	212.278	kN (지진시)

6. 보강철근의 소요정착장(L0) 검토 : 수직형.

$$L0 = Max\left[\frac{fsa1 \times Ast}{voa \times U}, 35*d1+(0/2)\right] = Max\left[\frac{180.0 \times 506.7}{1.7 \times 80.0}, 35 \times 25 + 254\right]$$

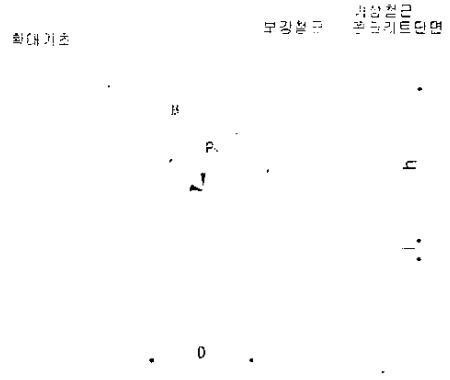
$$= Max\left[670.6, 1143\right] = 1143 \text{ mm}$$

사용철근	H25(SD40) - 12	EA
d1 (보강철근의 공칭지름)	25.4	mm
U (보강철근의 공칭둘레)	80.0	mm
Ast (보강철근의 공칭단면적)	506.7	mm^2
fsa1(보강철근의 허용 인장응력)	180.0	MPa
voa (기초 콘크리트의 허용 부착응력)	1.7	MPa

따라서, 부풀림 보강철근의 정착장은 1143.0 mm 이상으로 한다.

7. 확대기초속의 말뚝머리 부분의 매입길이는 최소한 100 mm 로 한다.

8. 가상 철근콘크리트 단면의 검토



상시와 지진시에 발생하는 최대 수직력과 최대 휨모멘트, 최소수직력과 최대 휨모멘트 각각에 대하여 말뚝머리의 보강철근과 콘크리트의 응력을 검토한다.
이때 말뚝머리는 말뚝의 직경보다 200 mm를 더한 가상의 철근 콘크리트 기둥으로 가정한다.
이는 실험에 의해 검증된 것으로 본 방법을 이용할 경우, 탄성계수비(n)는 15로 한다

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력 계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$fc = (M' / r^3)C \leq fca \ (= 0.4fck)$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos\alpha}{2\sin^3 \alpha/3 - \alpha\cos\alpha + \sin\alpha\cos^2 \alpha + \alpha/4 - 0}$$

$$0 = \sin\alpha\cos\alpha/4 + \sin^3 \alpha\cos\alpha/6 - \pi np(0.5(rs/r)^2 - \cos\alpha)$$

위 식에서 α는 아래의 식에서 구한다.

(1) 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인경우,

$$e/r = \frac{\alpha/4 - \sin\alpha\cos\alpha(5/12 - \cos^2 \alpha/6) + 0.5\pi np(rs/r)^2}{\sin\alpha(2 + \cos^2 \alpha)/3 - \alpha\cos\alpha - \pi np\cos\alpha}$$

(2) 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P = 0$ 인경우,

$$0 = \sin\alpha(2 + \cos^2 \alpha)/3 - \alpha\cos\alpha - \pi np\cos\alpha$$

단, $0 \leq \alpha \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$fs = (M/r^3)S \times n \leq fsa$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C^* \frac{rs/r + \cos\alpha}{1 - \cos\alpha}$$

1) 최대 압입력(Pn.max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

rs/r= 229.00 / 354.00 = 0.647
D (말뚝지름) = 508.0 mm
r (가상단면의 반경) = (D + 200) / 2 = 354.00 mm
re(보강철근중심에서 ㄷ형 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.01544 = 0.232
As(보강철근량) = H25(SD40) x 12 EA = 506.7 x 12 = 6080.4 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 6080.4 / (π x 354.00^2) = 0.01544
e/r= 201.464 / 354.00 = 0.569 (평상시)
e/r= 150.043 / 354.00 = 0.424 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn.max = 16227100.0 / 805458.0 = 201.464 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn.max = 17629200.0 / 1174944.0 = 150.043 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터
C = 0.637 . S = 0.220 (평상시: rs/r = 0.647 . np = 0.232 . e/r = 0.569)
C = 0.515 . S = 0.047 (지진시: rs/r = 0.647 . np = 0.232 . e/r = 0.424)
fc = (M'/r^3) x C = (44740313.2 / 354.000^3) x 0.637 x 10
= 6.4 MPa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (59222217.6 / 354.000^3) x 0.515 x 10
= 6.9 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (44740313.2 / 354.000^3) x 0.220 x 15
= 3.3 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (59222217.6 / 354.000^3) x 0.047 x 15
= 0.9 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn.max x r = 162.271 + 805 x ##### = 447.403 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn.max x r = 176.292 + 1174.944 x ##### = 592.222 kN-m (지진시)
fca(콘크라드허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크라트허용압축응력) = 1.33 fca = 1.33 x 10.8 = 14.4 MPa (지진시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 180.00 MPa (평상시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 239.40 MPa (지진시)

2) 최소 압입력(Pn.min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

rs/r= 229.00 / 354.00 = 0.647
D (말뚝지름) = 508.0 mm
r (가상단면의 반경) = (D + 200) / 2 = 354.0 mm
re(보강철근중심에서 ㄷ형 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.01544 = 0.232
As(보강철근량) = H25(SD40) x 12 EA = 506.7 x 12 = 6080.4 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) = 6080.4 / (π x 354.00^2) = 0.01544
e/r= 570.529 / 354.00 = 1.612 (평상시)
e/r= -830.477 / 354.00 = -2.346 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn,min = 16227100.0 / 284422.0 = 570.529 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn,min = 17629200.0 / -212278.0 = -830.48 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터

C = 1.100 , S = 1.056 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.232 , e/r = 1.612)
C = 3.664 , S = 6.787 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.232 , e/r = -2.346)

fc = (M'/r^3) x C = (26295638.8 / 354.000^3) x 1.100 x 10
= 6.5 Mpa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K

fc = (M'/r^3) x C = (10114558.8 / 354.000^3) x 3.664 x 10
= 8.4 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K

fs = (M'/r^3).S.n = (26295638.8 / 354.000^3) x 1.056 x 15 x 10
= 93.9 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K

fs = (M'/r^3).S.n = (10114558.8 / 354.000^3) x 6.79 x 15 x 10
= 232.1 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K

M' = Mmax + Pn,min x r = 162.271 + 284.4 x ##### = 262.956 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn,min x r = 176.292 + -212.3 x ##### = 101.146 kN-m (지진시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 1.33 fca = 1.33 x 10.8 = 14.4 MPa (지진시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 180.00 MPa (평상시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 239.40 MPa (지진시)

16. 복현3교

상부 구조

(S1)



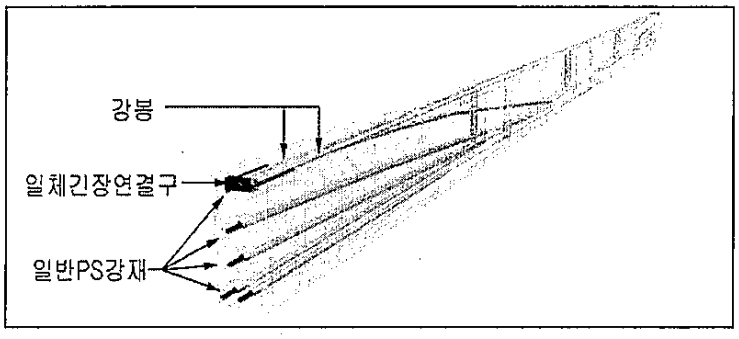
1. 설 계 개 요

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

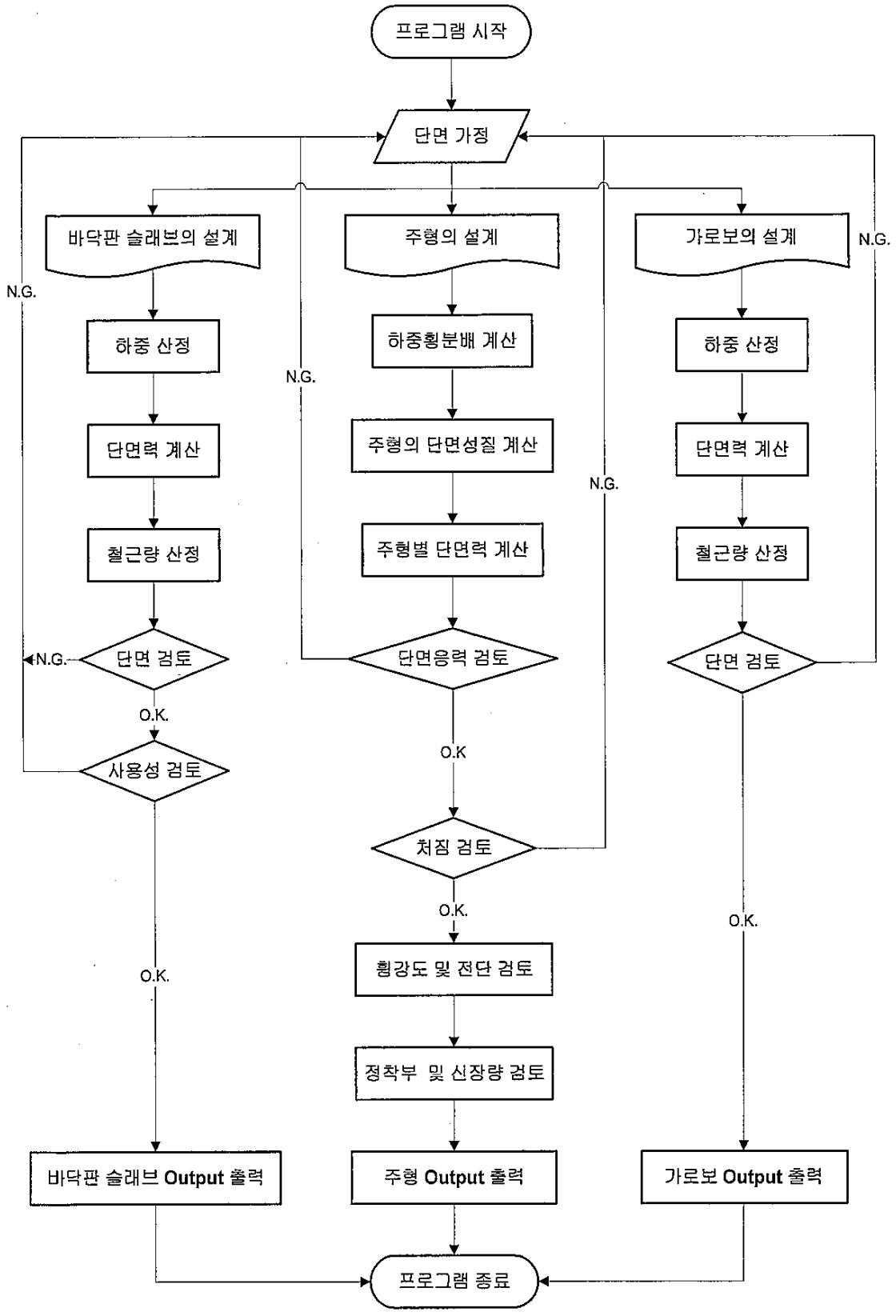
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2003.
- 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
O.K.
사용성 검토
처짐 검토
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 : 복현3교S1
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 50.000 m

(2) 거 더 전 장 : 49.900 m

(3) 설 계 지 간 : 49.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 24.640 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 + 49) = 0.169 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

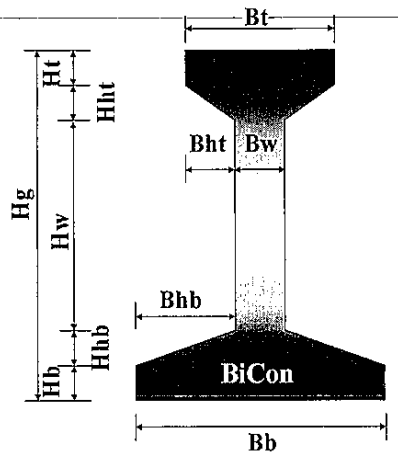
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

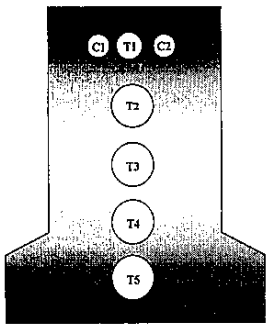
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

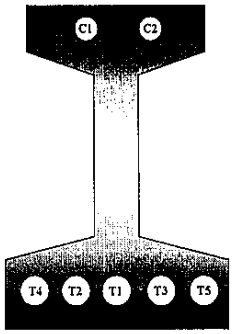
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-690kN	-690kN	1380kN	3250kN	3250kN	3250kN	3250kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2475mm	2475mm	2475mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2475mm	2475mm	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.

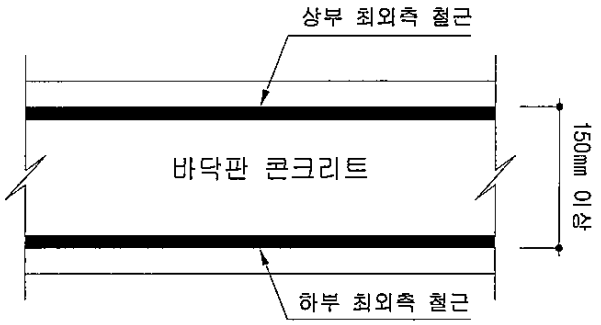
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 150mm이상인 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 240mm이상인 경우 적용한다.

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

1.435 m (좌측캔틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

1.533 m (우측캔틸레버 길이) ≥ 0.24 × 3 = 0.720 ---------- O.K

※ 경험적 설계법 적용구간

	캔틸레버구간	캔틸레버 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

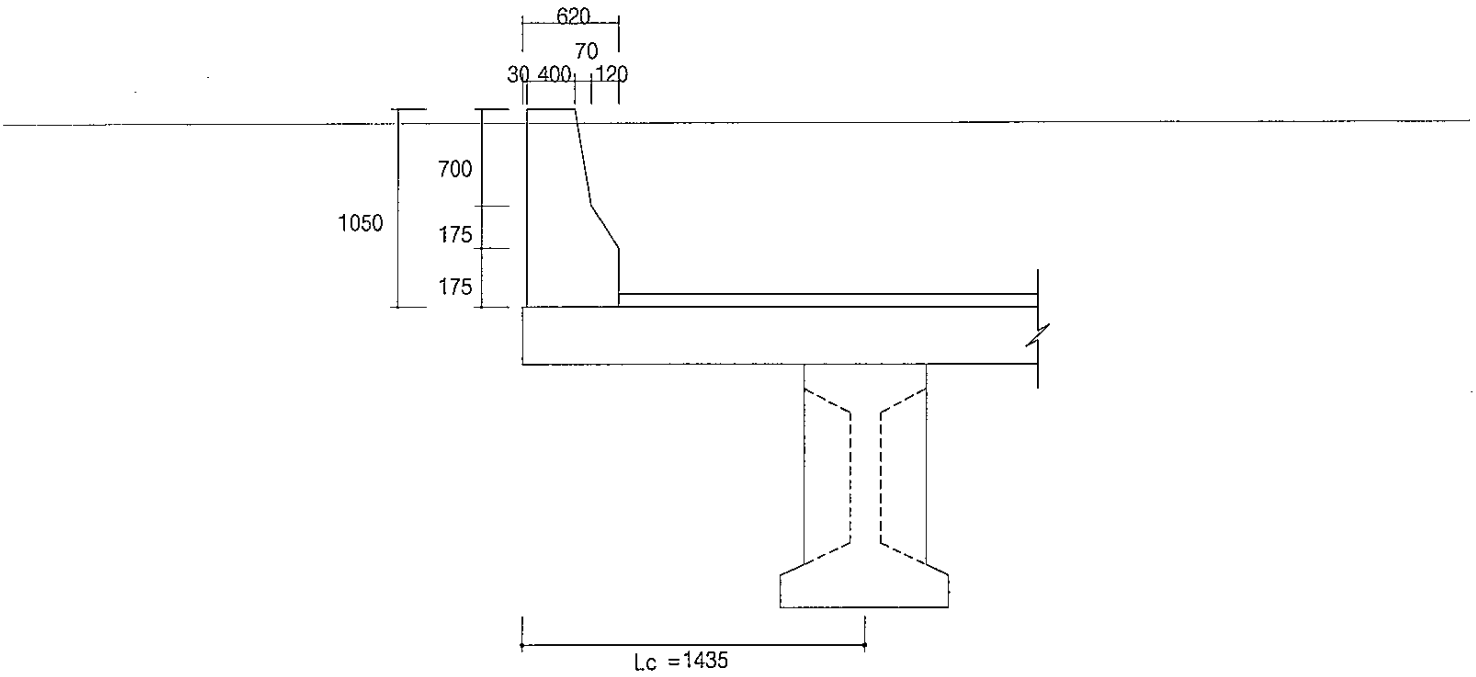
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

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

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

4.2 캔틸레버 부(좌측)

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

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

L = 0.115 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 212.20 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	0.762	9.544
바닥판	0.248	25.000	6.200	0.518	3.209
포 장	0.021	23.500	0.488	0.208	0.101
방음판			2.000	0.805	1.610
합 계			21.213		14.464

(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 = 1.232 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 / 1.232) · 0.115 · (1 + 0.300) = 11.649 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	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=1030m이며 중심각이 5.591° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1030 = 7.7%

Pcf = (96 / 1.232) · 0.077 = 5.977 kN

Mcf = 5.977 × 1.800 = 10.758 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	14.464	
2	활하중	Ml	11.649	
3	풍하중	Mw	6.863	활하중 재하시
			15.281	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.758	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	57.835	36.871	
Case 2	38.668	29.745	
Case 3	52.393	43.734	
Case 4	47.933	36.871	
Case 5	50.378	43.734	
Case 6	78.266	60.204	
Case 7	63.693	53.078	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	78.266	
사 용 하 중	60.204	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 78265655.8 (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 - 78265655.8 = 0 에서

As(req) = 1369.678 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0076

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1369.678

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1369.678 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1826.237

(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 = 78.266 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 = 1.035 × 1000 / 10 = 103.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (103.5mm) ---------- 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 = 60.204 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 229.663 MPa

Fsmax (=229.663 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 / 229.66) - 2.5 × 52.00 = 212.894 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 229.66) = 274.315 mm

Sa는 작은 값인 212.894 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 212.894 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 11.649 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 44.439 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 = 917.684 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) = 917.684 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 917.684 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	14.464	
2	활하중	Ml	11.649	
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			68.895	
Case 2	1.3		1.3		49.136	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.552	
Case 4	1.3	2.6	1.3		79.424	
Case 5	1.2		1.2	1.2	53.591	
적 용					79.424	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 79424411.7 (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 = 2865.000 × 400.000 = 1146000.000

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

T = C 이므로, a = 49.935 mm , c = 49.935 / β1

= 49.935 / 0.85 = 42.444 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 42.444) / 42.444

= 0.0097

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 - 79424411.7 = 0 에서

As(req) = 1391.534 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0077

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1391.534

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1855.379

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2739.356

∴ As = 2739.356 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2865.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

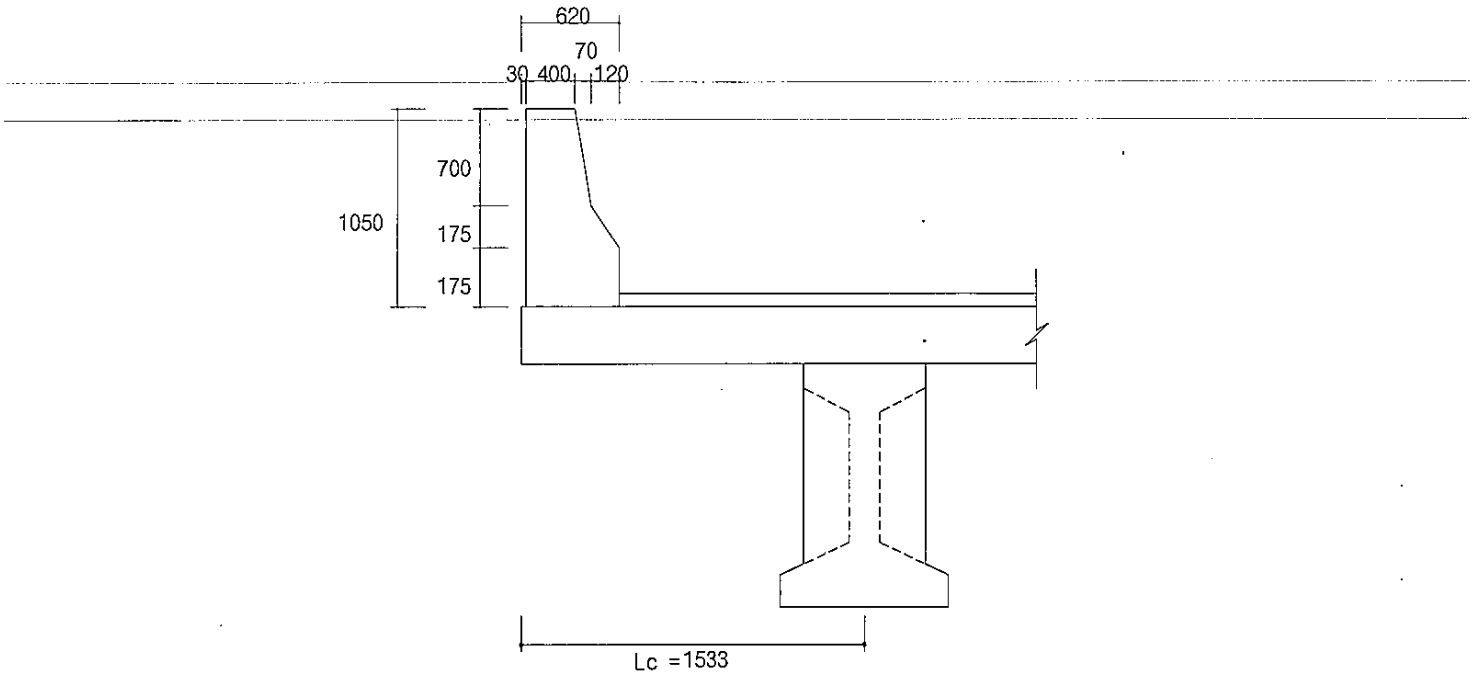
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 151.017 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 49.935 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 151.017 kN · m > Mu = 79.424 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 = 0.213 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 239.64 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 239.640 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	0.501	25.000	12.525	0.860	10.772
바닥판	0.272	25.000	6.800	0.567	3.852
포 장	0.026	23.500	0.603	0.257	0.155
방음판			2.000	0.903	1.806
합 계			21.928		16.585

(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 = 1.310 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 / 1.310) · 0.213 ·(1 + 0.300) = 20.286 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	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=1030m이며 중심각이 5.591° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1030 = 7.7%

Pcf = (96 / 1.310) · 0.077 = 5.619 kN

Mcf = 5.619 × 1.800 = 10.114 kN·m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.585	
2	활하중	Ml	20.286	
3	풍하중	Mw	6.863	활하중 재하시
			15.281	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.114	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	78.323	46.985	
Case 2	41.425	31.866	
Case 3	65.541	53.847	
Case 4	61.080	46.985	
Case 5	63.020	53.847	
Case 6	91.413	70.318	
Case 7	66.238	55.199	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	91.413	
사 용 하 중	70.318	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 91413028.6 (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 = 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 (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 91413028.6 = 0 에서

As(req) = 1620.875 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0090

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1620.875

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1620.875 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2161.167

(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

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ φf · Mn = 109.857 kN · m > Mu = 91.413 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 = 1.133 × 1000 / 10 = 113.3 · mm

Tcan (240mm) > Tmin (113.3mm) ---------- 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 = 70.318 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01103

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.341

j = 1 - (k / 3) = 0.886

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 222.081 MPa

Fsmax (=222.081 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 / 222.08) - 2.5 × 52.00 = 224.600 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 222.08) = 283.680 mm

Sa는 작은 값인 224.600 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 224.6 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 20.286 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 64.067 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 = 1085.986 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) = 1085.986 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 1085.986 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.585	
2	활하중	Ml	20.286	
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			108.789	
Case 2	1.3		1.3		51.893	
Case 3	1.3	2.6		0.65	78.764	
Case 4	1.3	2.6	1.3		104.636	
Case 5	1.2		1.2	1.2	56.137	
적 용					108.789	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 108789071.4 (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 = 3368.000 × 400.000 = 1347200.000

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

T = C 이므로, a = 58.702 mm , c = 58.702 / β1

= 58.702 / 0.85 = 49.896 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 49.896) / 49.896

= 0.0078

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 - 108789071.4 = 0 에서

As(req) = 1964.433 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0109

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1964.433

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2619.244

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 3241.750

∴ As = 3241.75 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 22 @ 200 = 1935.500

∑ = 3368.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

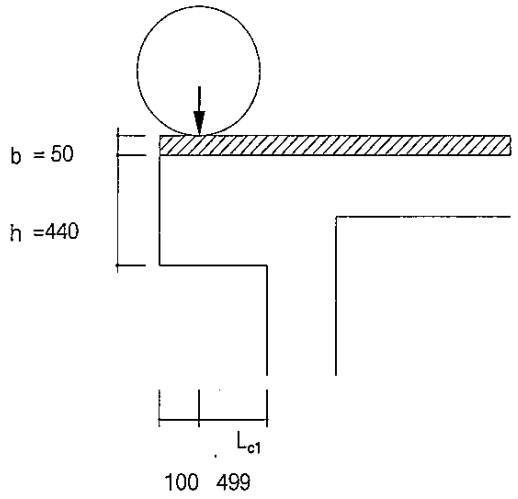
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 172.511 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 58.702 mm

∴ ϕ_f · Mn = 172.511 kN · m > Mu = 108.789 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 + 0.499 = 0.599 m

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

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 2.198 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 × 0.499 + 0.98 = 1.155 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 53.934 kN · m

(3) 하중조합

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

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 118.816 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 118815624.4 (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 - 118815624.4 = 0 에서

As(req) = 1486.781 (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) = 1486.781

② As(min) = 868.000 ∴ As = 1486.781 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1982.375

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 16 @ 250 = 794.400

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

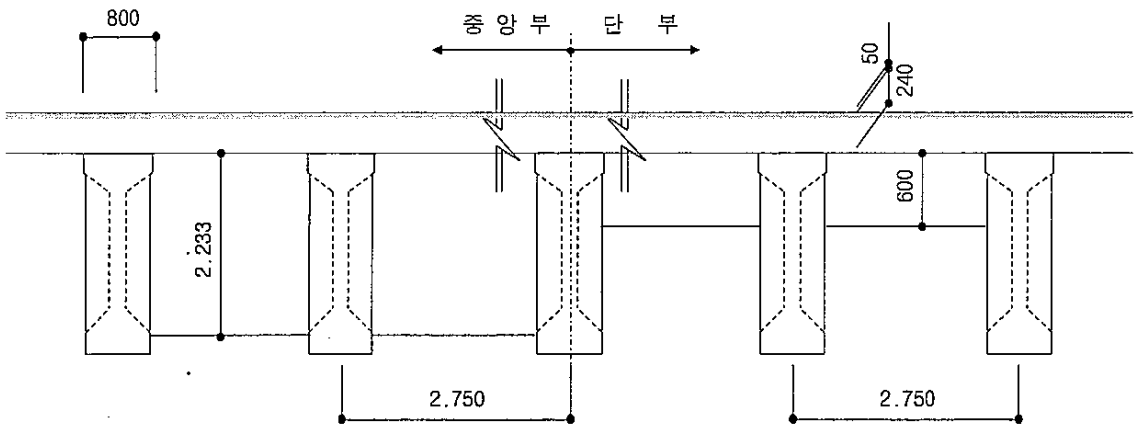
(4) 설계휨강도

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 = 118.816 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

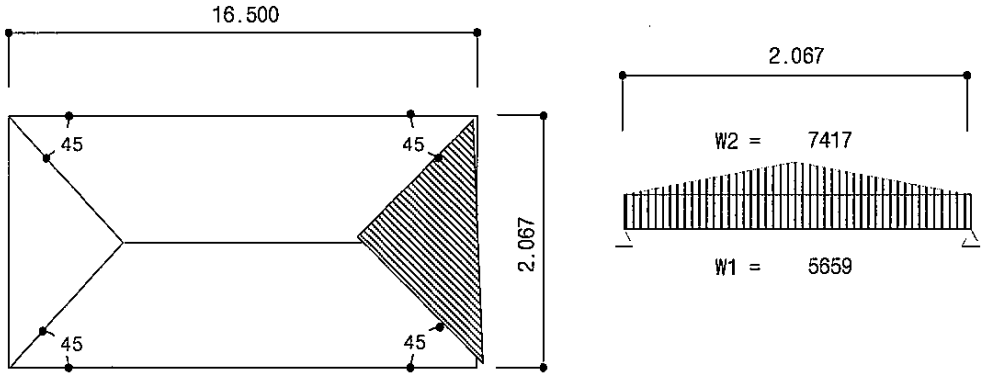
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 70.6 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (70.6) = 2.067 m

2)작용하중

(1)고정하중



빔 폭: 0.400 × SIN (70.6) = 0.377 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (70.6) × 0.600 × 2500 × 10 = 5659 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.034 × 2500 + 0.050 × 1.034 × 2350) × 10 = 7417 N/m

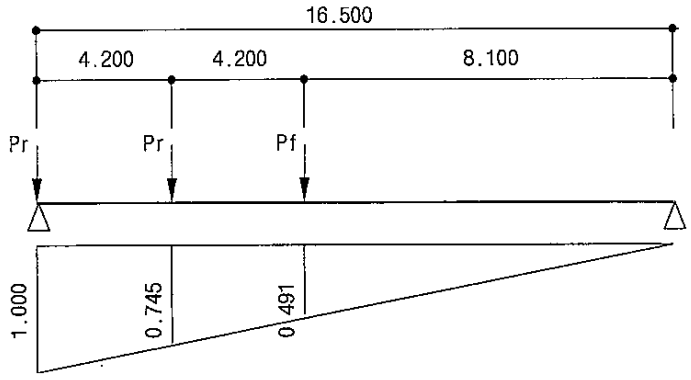
작용 단면력

Rad = 5659 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 7417 × 1/2) × 1/2 = 9684 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5659 \times 2.067^2}{8} + \frac{7417 \times 2.067^2}{12} = 5666 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



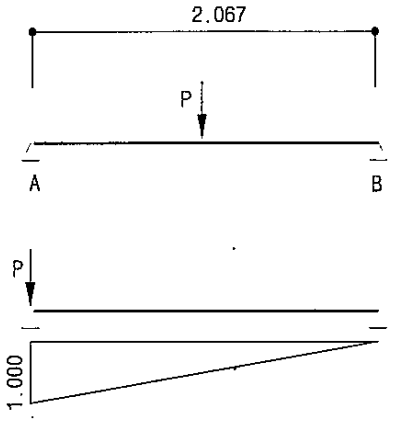
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 \quad < 0.3$$

$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.745\ ) + 18.0 \times 0.491\ )\} \times 1.265 = 170.219\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{170.219 \times 2.067}{4}$$

$$= 87.981 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 170.219 \times 1.000 = 170.219 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.666	87.981
Vu	kN	9.684	170.219

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.666 + 2.150 \times 87.981 = 196.524 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 9.684 + 2.150 \times 170.219 = 378.560 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

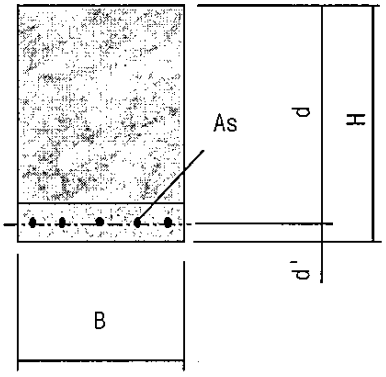
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 196.524 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

= 196524000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,023.1 ㎟ 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 = 1,364.1 ㎟ 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 = 196.524 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.067 ÷ 0.770 = 2.685 < 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 = 378.560 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 = 378.560 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)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.685}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.685}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026\ kN$$

- 공칭전단강도

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

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

$\therefore \Phi \cdot Vn = 853.555 > Vu = 378.560\ kN$ O.K.

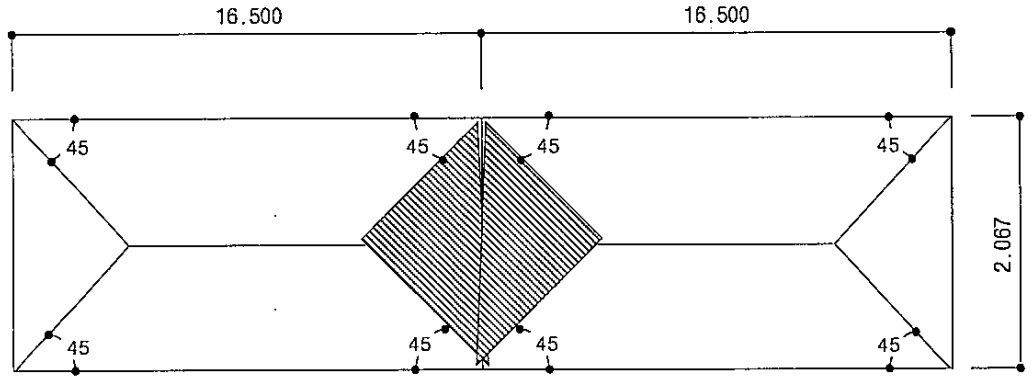
4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.233	m	주 빔 간 격 :	2.750	m		
빔 폭 :	0.300	m	가로보 순지간 :	2.750	− 0.800	=	1.950 m
교량사각 :	70.6	°	가로보 사지간 :	1.950	÷ SIN (70.6)	=	2.067 m

2)작용하중

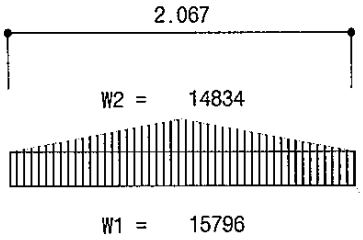
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (70.6) = 0.283 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (70.6) × 2.233 × 2500 × 10 = 15796 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.067 × 2500 + 0.050 × 2.067 × 2350) × 10 = 14834 N/m



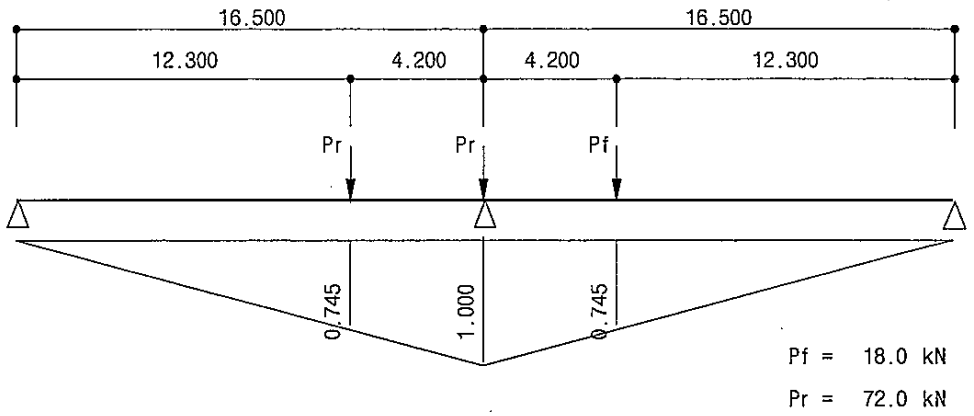
작용 단면력

Rad = 15796 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 14834 × 1/2) × 1/2 = 23996 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{15796 \times 2.067^2}{8} + \frac{14834 \times 2.067^2}{12} = 13724 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

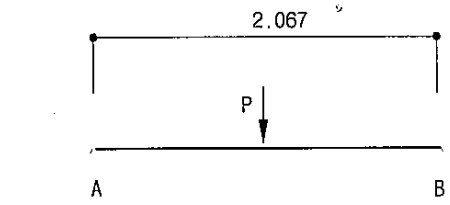
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 \quad < 0.3$$

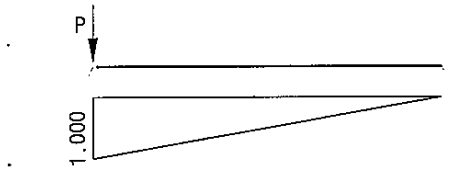
$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.745\ ) + 18.0 \times 0.745\ )\} \times 1.265 = 175.966\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{175.966 \times 2.067}{4}$$

$$= 90.952 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 175.966 \times 1.000 = 175.966 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

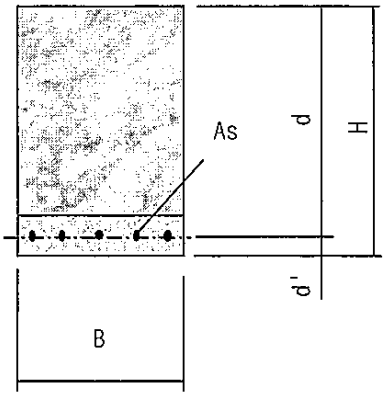
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	13.724	90.952
Vu	kN	23.996	175.966

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 13.724 + 2.150 \times 90.952 = 213.388 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 23.996 + 2.150 \times 175.966 = 409.522 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 213.388 kN·m

b = 300.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 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 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

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 + 612765 As

= 213388000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 349.3 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 3,121.6 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 465.8 ㎟ 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) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

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

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 213.388 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.067 ÷ 2.403 = 0.860 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 409.522 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN > Su = 409.522 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

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

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > Vu = 409.522 kN O.K.

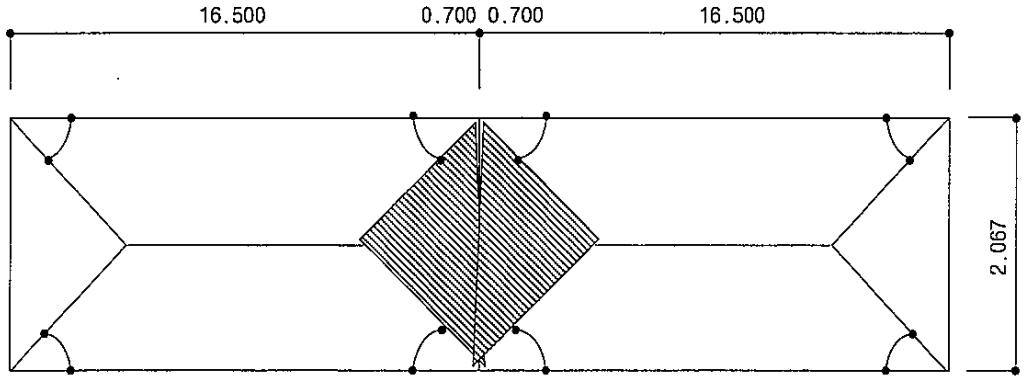
4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.233 m	주 빔 간 격 :	2.750 m				
빔 폭 :	1.400 m	가로보 순지간 :	2.750	−	0.800	=	1.950 m
교량사각 :	70.6 °	가로보 사지간 :	1.950	÷ SIN(	70.6)	=	2.067 m

2)작용하중

(1)고정하중

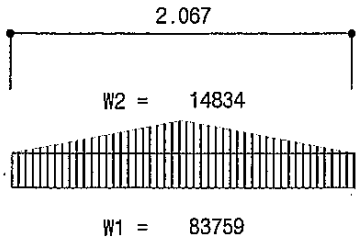


빔 폭: 1.400 × SIN (70.6) = 1.320 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (70.6) × 2.233 × 2500 × 10 = 73714 N/m

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

(0.240 × 2.067 × 2500 + 0.050 × 2.067 × 2350) × 10 = 14834 N/m



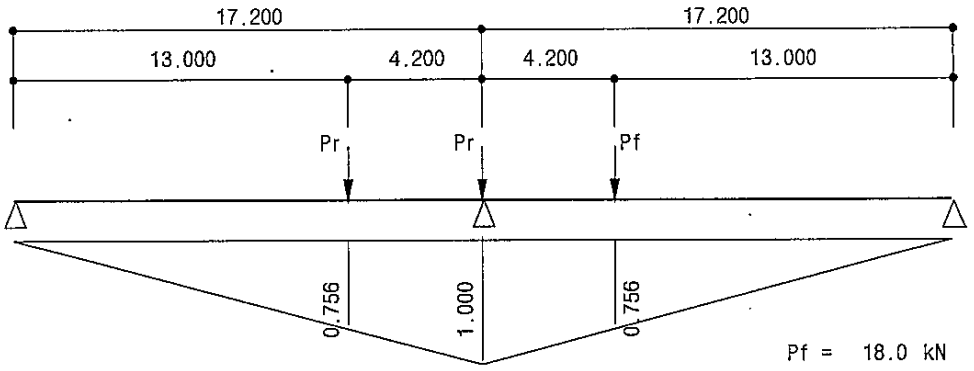
작용 단면력

Rad = 83759 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 14834 × 1/2) × 1/2 = 94252 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{83759 \times 2.067^2}{8} + \frac{14834 \times 2.067^2}{12} = 50037 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



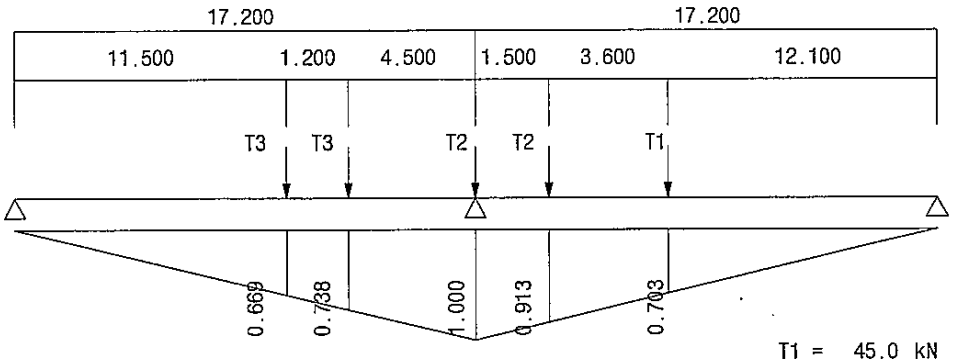
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

충격계수(i) = $\frac{15}{40 + 17.200}$ = 0.262 < 0.3

P (L+i) = { 72.0 × (1.000 + 0.756) + 18.0 × 0.756)} × 1.262 = 176.764 kN

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

T2 = 90.0 kN

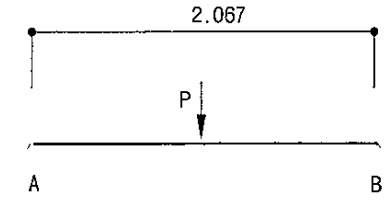
T3 = 65.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 17.200} = 0.262 < 0.3$$

$$Ptr\ (L+i) = \{ 65.0 \times (0.669 + 0.738) + 90.0 \times (1.000 \times 0.913) + 45.0 \times 0.703)\} \times 1.262$$

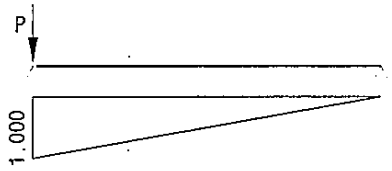
$$= 372.690\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{372.690 \times 2.067}{4}$$

$$= 192.632\ kN \cdot m$$



$$RAl = 372.690 \times 1.000 = 372.690\ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	50.037	192.632
Vu	kN	94.252	372.690

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 50.037 + 2.150 \times 192.632 = 479.207\ kN \cdot m$$

$$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 94.252 + 2.150 \times 372.690 = 923.811\ kN \cdot m$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 479.207 kN·m

b = 1400.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 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 + 612765 As

= 479207000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 783.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 14,567.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 15,699.6 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,044.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00045 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 2395.90 mm

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

ΦMn = Φfy As jd = 928.713 kN·m > Mu = 479.207 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.067 ÷ 2.403 = 0.860 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 923.811 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 923.811 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 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 = 801 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)

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

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

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

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

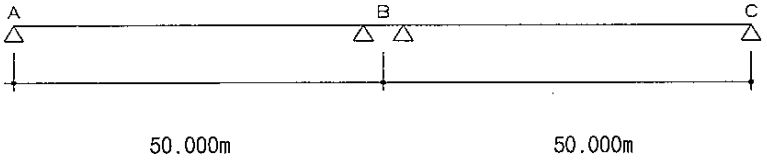
∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 923.811 kN O.K.

4.6 2경간 연속부 검토

1차 사하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM 에서 흡수
2차 사하중 : 활하중 및 포장, 난간 기타
본 계산에서는 2차 사하중에 의해 발생하는 부모멘트에 의하여 설계한다.

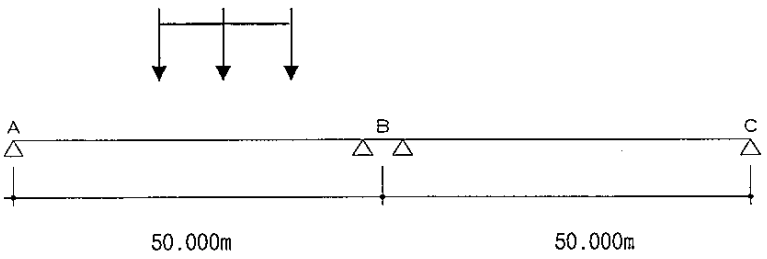
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (50.000 + 50.000 = 100.000)

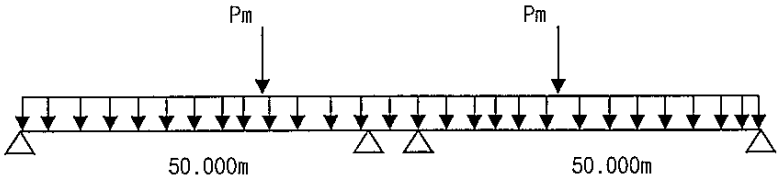


(2) 활하중(도로교설계기준, 2005, p.7)

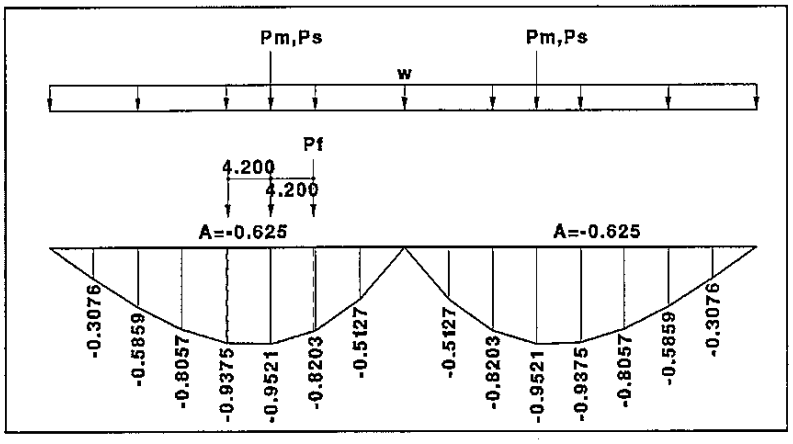
- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)



- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 영향선 (2경간 연속)



(4) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$$
$$= 15 / (40 + 50.000)$$
$$= 0.167 \leq 0.3$$

(5) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m^2)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN/m)	비고
방호벽(좌)	0.501	1	25.000	12.525	
포 장	1.140	1	23.500	26.778	
중분대	0.465	0	25.000	0.000	
방호벽(우)	0.501	1	25.000	12.525	
방음판		2		2.000	
합 계				53.828	

- 계산서 횡분배 계수를 적용하여 각거더에 분배하여 모델링에 재하

$\therefore Md = \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2$
$= (0.625 + 0.625) \times 0.1 \times 53.828 \times 2500.000$
$= 16821.328 \ kN \cdot m$

(6) 지점침하 (가정 지점침하량 : 10 mm)

1) Case 1



Mu = 297.08 kN · m

2) Case 2



Mu = 594.05 kN · m

3) Case 3



Mu = 297.08 kN · m

$\therefore Md_max = 594.050 \times 9 \ ea = 5346.45 \ kN \cdot m$

(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 × 6 차선 = 1152.000 kN

② Pf = 48.0 × 1.000 × 6 차선 = 288.000 kN

③ 영향선 종거값 계산

Pf = 0.875 + {(0.820 - 0.513) / 6.250 } × -2.05 = 0.774

Pr = 0.9521

Pr = 0.938 + {(0.952 - 0.938) / 6.250 } × -2.05 = 0.933

ML = { 1152.000 × (0.9521 + 0.933)} × 0.1 × 50.000 +
(288.000 × 0.774) × 0.1 × 50.000

= 11975.335 kN · m

∴ 6 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 11975.335 × 0.750 = 8981.50 kN · m

3) DL 24

① W = 12.7 × ##### × 6 차선 = 76.200 kN

② Pm = 108 × ##### × 6 차선 = 648.000 kN

ML = { 76.200 × (0.625 + 0.625)} × 0.1 × 2500.000 +
{ 648.000 × (0.952 + 0.952)} × 0.1 × 50.000

= 29981.460 kN · m

∴ 6 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

ML = 29981.460 × 0.750 = 22486.10 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 %)

$\Phi s\,(t,t') = \Phi_0 \times \beta_c(t - t')$

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h}$

$= 1.46$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2\times(교폭\times슬래브두께))/(2\times(교폭+슬래브두께)-거더개수\times거더상부폭)$

$= \{ 2 \times 24640 \times 240 \} / \{ 2 \times 24640 + 240 - 9 \times 800 \} = 278$

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$

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, $t = \infty$ 일, RH = 70 %)

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10\sqrt[3]{h} : 1.472$

여기서, $h = (2 \times Ac) / u$

$= (2 \times$ 거더단면적 $\times$ 거더갯수$) / ($ 거더단면둘레 $\times$ 거더갯수 $)$

$= (\times$ 1E+06 $\times$ 9 $) / ($ 8016 $\times$ 9 $)$ = 257

$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} =$ 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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 250$

$= 1.5 [1 + (0.70)^{18}] \times 257 + 250$

= 652 일 < 1500일

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

$= 1.472 \times 2.425 \times 0.3$ = 1.396

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

$= 1.396 \times$ = 1.396

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

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$

$\beta_{RH} = -1.55 [1 - (RH / 100)^3] : 40\% \leq RH \ 99\%$

$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$

= -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

$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$

$\beta_{RH} = -1.55 [1- (RH / 100)^3] : 40\% \leq RH \ 99\%$

$= -1.55 \times [1 \ 70 / 100)^3]$

$= -1.02$

$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t - t_s) / \{ 0.035h^2 + (t - t_s)\}} = 1$

여기서, h = 2Ac / u = (2 × 거더단면적 × 거더갯수) / (거더단면둘레 × 거더개수)

$= 257$

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	1.396	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

  상부바닥판 유효폭 : 2750 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  강선도심까지 거리 : 1004 mm (5.2 순단면)

  거더상연까지 거리 : 936 mm (5.4 바닥판 합성단면)

  슬래브중심까지 거리 : 936 + 240 / 2 = 1056 mm

- 건조수축에 의한 부재력

  바닥판 건조수축율 : 0.000443

  Beam 건조수축율 : 0.000377

  * 작용부재력

  바닥판 면적 : 2750 × 240 = 660000 mm^2

  $P_c = (\varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cp}) E_c A_s$ (4E-04 - 4E-04) × 27804 × 7E+05 = 1211142 N

  $M_c = P_c \times y_c$ = 1211142 × 1056 = 1278965952 N · mm = 1278.966 kN · m

  M_c = 1.786 × 1278.966 = 2283.868 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

  $w = (8 \times P \times e) / \ell^2$

  $= (8 \times 5 \times 1303552 \times 1004) / 50900^2$

  = 20.203 N/mm 20.203 kN/m

  따라서, 구조계 변화에따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

  $\therefore$ Mps $= W \times \ell^2 / 8$ = 6542.767 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

$M_2 = Mps$ = 6542.767 kN · m

$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_i$ 2.281 - 1.396 = 0.885

$= (2585.6 - 6542.767) \times (1 - e^{-0.916}) = 2323.988$ kN · m

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	2283.868	2323.988

(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 × 16821.3 + 2.15 × 22576.1 = 70406.3 kN · m

= (1.3 × 16821.3 + 2.15 × 22576.1) - 10218 = 60187.9 kN · m

∴ Mu = 70406.3 / 24.640 = 2857.4 kN · m / m

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$\sum Mu$ = 1.3 × 16821.3 + 1.3 × 22576.1 + 1.3 × 9954.3 = 64157.2 kN · m

= (1.3 × 16821.3 + 1.3 × 22576.1 + 1.3 × 9954.3) - 10218.4

= 53938.8 kN · m

∴ Mu = 64157.2 / 24.640 = 2603.8 kN · m / m

∴ 설계휨모멘트 = MAX(CASE1,CASE2) = 2857.400 kN · m / m

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 2857399789.468 (N · mm)

2) 단 면 치 수 : H = 2473.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

: d = 2343.0 (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 + 796620 As -2857399789.468 = 0 에서

As(req) = 3636.079 (mm^2)

단면철근비	: P = As/(b×d)	=	0.0016
최대철근비	: Pmax = 0.714×0.85×k1×(fck/fy)×(600/(600+fy))	=	0.0209
최소철근비	: Pmin = 1.4/fy	=	0.0035

① As(req) = 3636.079

② As(min) = 8200.500 ∴ As = 4848.11 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 4848.105

(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

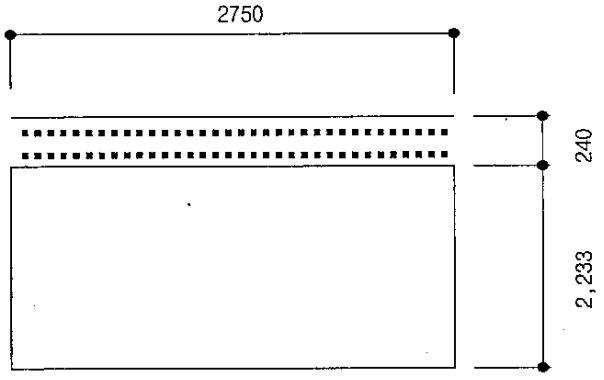
∑ = 6193.600 mm^2 O.K

(4) 설계휨강도

φ f Mn =0.85×As×fy×(d - a/2) = 4820.284 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 107.949 mm

∴ φ f Mn = 4820.284 kN · m > Mu = 2857.400 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 = 1595.27 kN · m/m (사용하중에 의한 단면력)

fck = 27 MPa H = 2473.00mm d = 2343.00mm

fy = 400 MPa B = 1000.00mm 피복두께= 130.00mm

$P = A_S / (b \times d)$ = 0.0026

np = 0.02188

$k = -np + \sqrt{\{(np)^2 + 2np\}}$

= 0.18843

j = 1 - k / 3 = 0.9372

$fs = Mmax / (p \times j \times b \times d^2)$ = 117.298 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

= 548.866 mm

300 x (210 / Fsmax)

= 537.093 mm

Sa는 작은 값인 537.093 mm 를 적용

S = 125.000 mm ≤ (= 537.093 mm) O.K

(2) 처짐 검토

fy = 400 MPa (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

Tmin = L/28 지간 = 1.95m

= 0.070

= 69.64mm < Tuse = 2473.00cm

∴ **처짐 검토 생략**

(3) 피로 검토

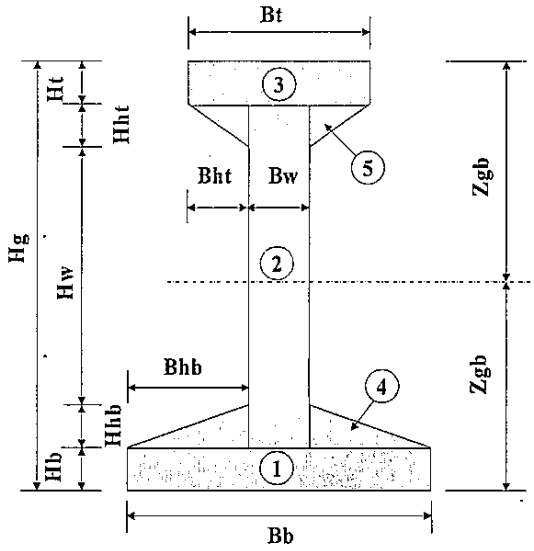
M_L = 451.522 kN · m/m (SD40 일때 철근응력 범위 = 150MPa)

$fy = M_L / (p \times j \times b \times d^2)$ = 33.200 MPa < 150 MPa

O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

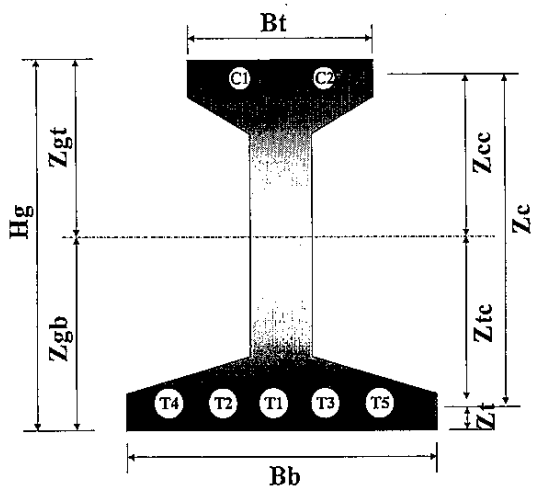


< 단위 : m >

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 × 2.100	0.42000	1.350	0.56700	0.76545	0.154350
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.500	0.40000	1.00000	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	2.350	0.10575	0.24851	0.000056
∑ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.105502 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.494498 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.913970 m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	Io
C1	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
Σ		0.00475	2.475	0.01176	0.02911	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z^2) - ΣA×zc^2 : 0.000001 m^4

▷ PS 강연선 쉬스 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z^2	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

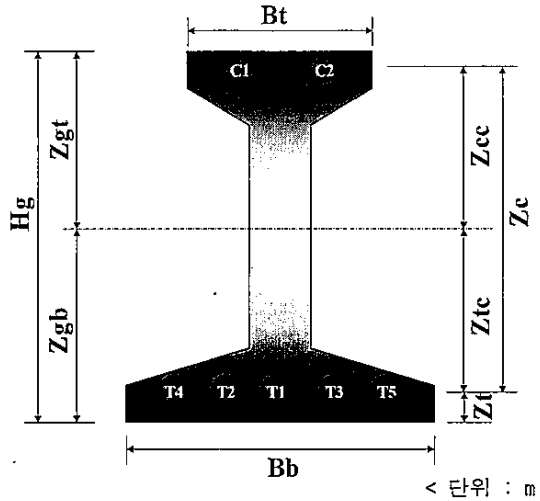
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z^2) - ΣA×zt^2 : 0.000014 m^4

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z^2	Io
총 단 면	1.04500	1.106	1.15525	1.27713	0.913970
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.475	-0.01176	-0.02911	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02930	0.124	-0.00362	-0.00045	-0.000014
Σ	1.01095	1.128	1.13987	1.24758	0.913955

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.127517 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.472483 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.347483 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.003830 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 0.876314 m^4

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
Σ		0.00251	2.475	0.00622	0.01540	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	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
Σ		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.7302E-06 m⁴

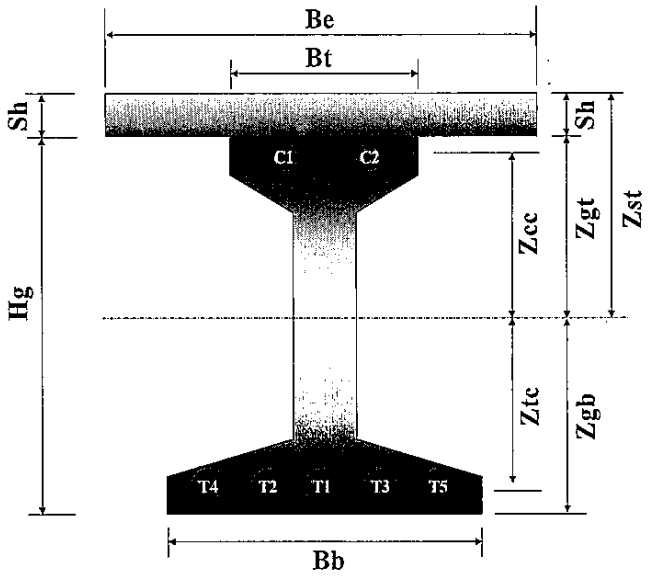
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	1.01095	1.128	1.13987	1.28522	0.876314
PS 강봉	6.474	0.01628	2.475	0.04028	0.09970	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06375	0.124	0.00791	0.00098	1.120E-05
Σ		1.09098	1.089	1.18805	1.38590	0.876327

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.088977 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.511023 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.386023 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.964963 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.968459 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.415 m

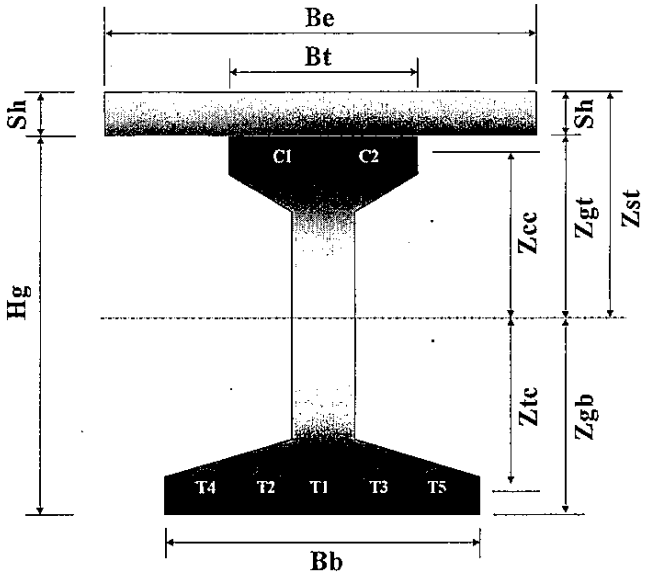
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.498	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.855	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.690	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.690	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.58104	2.720	1.58043	4.29877	0.002789
Σ		1.67202	1.656	2.76848	5.59253	0.971248

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.655769 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.944231 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.819231 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.531755 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.184231 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb' 1.979809 m^4

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

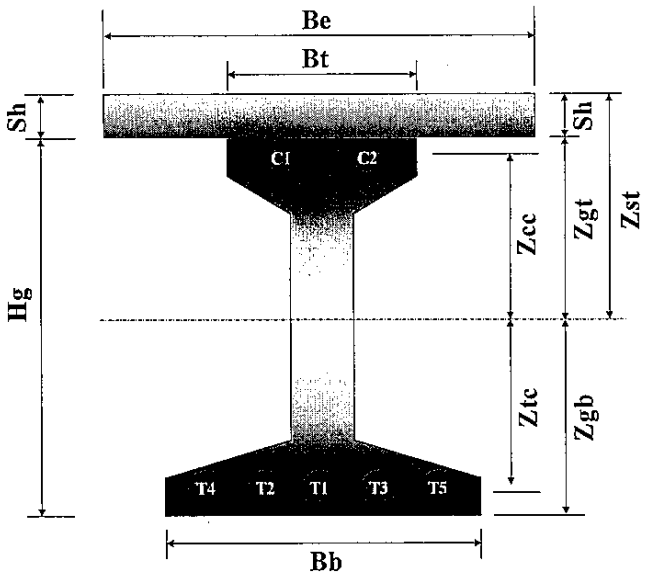
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.59400	2.720	1.61568	4.39465	0.002851
Σ		1.68498	1.664	2.80373	5.68841	0.971311

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A$ = -1.663955 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.936045 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.811045 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.539941 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.176045 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum Io + \sum(A \times y^2) - \sum A \times zgb^2$ 1.994437 m^4

5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.425 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.508	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.865	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.700	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.700	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.58320	2.720	1.58630	4.31475	0.002799
Σ		1.67418	1.657	2.77436	5.60851	0.971259

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.657142 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.942858 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.817858 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.533128 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.182858 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 1.982263 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	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.67202	1.979809	1.184	0.944	-1.656	0.819	-1.532

5.5.2 G2~G8 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

5.5.3 G9 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.67418	1.982263	1.183	0.943	-1.657	0.818	-1.533

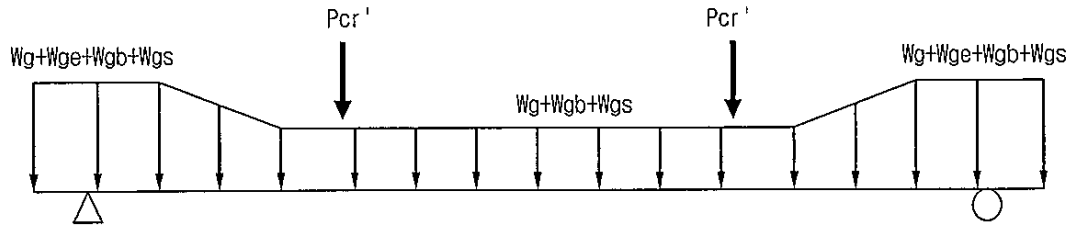
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분		산 출 근 거									
거더본체	(Wg)	Anet×wgc	=	1.011	×	25000			=	25274	N/m
단부보강	(Wge)	Avar×wgc	=	1.135	×	25000			=	28375	N/m
가 로 보	(Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	1.135	×	1 ×	25000	× 1 EA	=	17025	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 ×	16 EA		=	705	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.690 × 25000 = 16140 N/m

(2) G2~G8 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(3) G9 거더 : 0.240 × 2.700 × 25000 = 16200 N/m

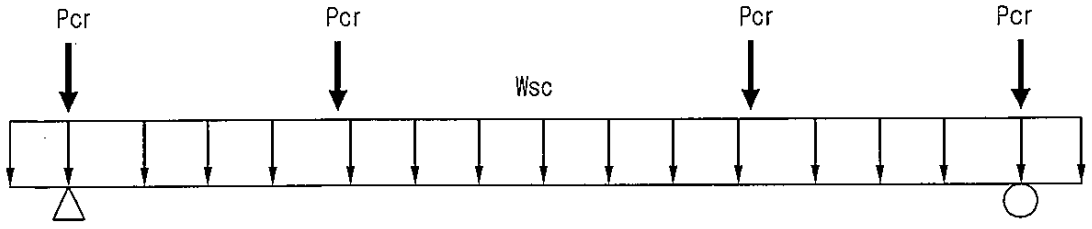
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

(2) G2~G8 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.75 × 25000 = 46063 N

(3) G9 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.501 × 25000 = 12513 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.501 × 25000 = 12513 N/m

(3) 중앙부 하중

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

(4) 기타 하중

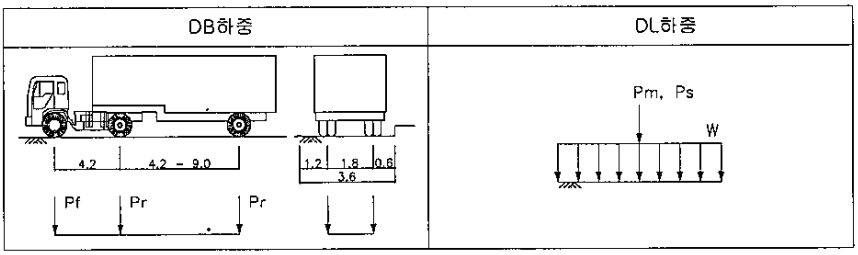
	위치	하중크기
1) 방음벽(좌)	0.230m	2000N/m
2) 방음벽(우)	24.410m	2000N/m
3) 중분대	12.320m	10540N/m
4) 내측풍하중1	22.800m	-4980N/m
5) 내측풍하중2	26.020m	4980N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 6 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)	1.999383	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026958	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 = 12.320m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 21817.242

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.298$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 126.033

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.104$

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 : $\dfrac{\pi\cdot\theta}{\sqrt{2}\cdot B_b}$, 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 $\pm$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 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

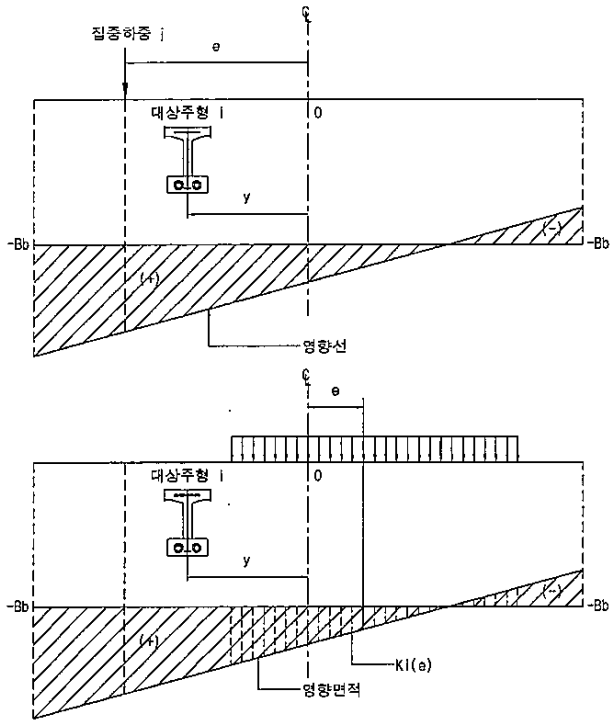
· 매트릭스 $[E]$에서 $\pm$의 부호는, $y<e$일 때 $-$를, $y\geq e$일 때 $-$를 취한다.

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	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.005	8.255	5.505	2.755	0.005	-2.745	-5.495	-8.245	-10.995	(∑)
-1.00×Bb	-12.320	0.006	0.003	-0.005	-0.020	-0.038	-0.037	0.039	0.282	0.769	1.000
-0.75×Bb	-9.240	0.002	-0.003	-0.006	-0.005	0.014	0.070	0.183	0.334	0.410	1.000
-0.50×Bb	-6.160	-0.004	-0.006	0.000	0.026	0.090	0.197	0.298	0.260	0.138	1.000
-0.25×Bb	-3.080	-0.013	0.000	0.032	0.100	0.208	0.297	0.240	0.122	0.015	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.016	0.034	0.112	0.221	0.296	0.222	0.113	0.035	-0.016	1.000
0.25×Bb	3.080	0.014	0.121	0.239	0.297	0.208	0.100	0.032	0.000	-0.013	1.000
0.50×Bb	6.160	0.138	0.259	0.299	0.197	0.090	0.026	0.000	-0.006	-0.004	1.000
0.75×Bb	9.240	0.410	0.334	0.184	0.071	0.014	-0.005	-0.006	-0.003	0.002	1.000
1.00×Bb	12.320	0.768	0.282	0.040	-0.036	-0.038	-0.020	-0.005	0.002	0.006	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 11.005	G2 8.255	G3 5.505	G4 2.755	G5 0.005	G6 -2.745	G7 -5.495	G8 -8.245	G9 -10.995	합계 (Σ)
방호벽(좌)	12.047	0.737	0.287	0.052	-0.027	-0.033	-0.018	-0.005	0.002	0.006	1.000
방호벽(우)	-12.047	0.006	0.002	-0.005	-0.018	-0.033	-0.027	0.052	0.287	0.737	1.000
콘크리트포장	0.000	2.273	2.556	2.707	2.767	2.781	2.768	2.709	2.559	2.279	23.400
방음벽(좌)	12.090	0.741	0.286	0.050	-0.029	-0.034	-0.019	-0.005	0.002	0.006	1.000
방음벽(우)	-12.090	0.006	0.002	-0.005	-0.019	-0.034	-0.029	0.050	0.286	0.742	1.000
중분대	0.000	-0.016	0.034	0.112	0.221	0.296	0.222	0.113	0.035	-0.016	1.000
내측풍하중1	-10.480	0.004	-0.001	-0.006	-0.011	-0.008	0.026	0.125	0.317	0.555	1.000
내측풍하중2	-13.700	0.008	0.005	-0.004	-0.026	-0.060	-0.085	-0.026	0.255	0.933	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)	11.005	8.255	5.505	2.755	0.005	-2.745	-5.495	-8.245	-10.995	(Σ)
DB1	10.200	1.044	0.639	0.277	0.073	-0.005	-0.019	-0.012	-0.002	0.006	2.000
DB2	7.200	0.438	0.594	0.531	0.306	0.124	0.028	-0.006	-0.010	-0.004	2.000
DB3	4.200	0.100	0.339	0.550	0.537	0.326	0.139	0.035	-0.006	-0.019	2.000
DB4	-1.805	-0.031	0.023	0.121	0.296	0.508	0.557	0.371	0.161	-0.005	2.000
DB5	-4.805	-0.016	-0.009	0.022	0.109	0.278	0.498	0.575	0.394	0.148	2.000
DB6	-7.805	-0.001	-0.009	-0.009	0.015	0.092	0.255	0.488	0.627	0.542	2.000

(2) DL하중

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.005	8.255	5.505	2.755	0.005	-2.745	-5.495	-8.245	-10.995	(Σ)
DL1	10.200	0.521	0.322	0.138	0.036	-0.003	-0.010	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	7.200	0.212	0.303	0.271	0.152	0.060	0.013	-0.004	-0.005	-0.002	1.000
DL3	4.200	0.045	0.168	0.281	0.274	0.162	0.067	0.016	-0.004	-0.010	1.000
DL4	-1.805	-0.016	0.010	0.058	0.146	0.258	0.286	0.185	0.078	-0.005	1.000
DL5	-4.805	-0.008	-0.005	0.009	0.052	0.138	0.253	0.297	0.196	0.068	1.000
DL6	-7.805	-0.001	-0.005	-0.005	0.006	0.044	0.127	0.247	0.322	0.264	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	1.044	0.639	0.277	0.073	-0.005	-0.019	-0.012	-0.002	0.006	2.000
DB2	0.438	0.594	0.531	0.306	0.124	0.028	-0.006	-0.010	-0.004	2.000
DB3	0.100	0.339	0.550	0.537	0.326	0.139	0.035	-0.006	-0.019	2.000
DB4	-0.031	0.023	0.121	0.296	0.508	0.557	0.371	0.161	-0.005	2.000
DB5	-0.016	-0.009	0.022	0.109	0.278	0.498	0.575	0.394	0.148	2.000
DB6	-0.001	-0.009	-0.009	0.015	0.092	0.255	0.488	0.627	0.542	2.000
DB12	1.481	1.233	0.808	0.379	0.119	0.009	-0.018	-0.012	0.003	4.000
DB13	1.144	0.978	0.827	0.610	0.321	0.119	0.023	-0.008	-0.013	4.000
DB14	1.012	0.661	0.398	0.369	0.503	0.537	0.359	0.159	0.001	4.000
DB15	1.028	0.630	0.299	0.182	0.273	0.479	0.563	0.392	0.154	4.000
DB16	1.042	0.630	0.268	0.088	0.087	0.236	0.476	0.625	0.548	4.000
DB22	0.876	1.188	1.062	0.612	0.247	0.056	-0.012	-0.020	-0.008	4.000
DB24	0.407	0.617	0.652	0.601	0.631	0.585	0.365	0.151	-0.009	4.000
DB25	0.422	0.585	0.553	0.414	0.402	0.526	0.569	0.384	0.144	4.000
DB26	0.436	0.585	0.522	0.321	0.216	0.283	0.482	0.617	0.538	4.000
DB34	0.069	0.362	0.671	0.832	0.833	0.695	0.406	0.155	-0.025	4.000
DB35	0.084	0.330	0.572	0.645	0.604	0.637	0.611	0.388	0.128	4.000
DB36	0.099	0.330	0.541	0.551	0.418	0.394	0.523	0.621	0.523	4.000
DB45	-0.047	0.014	0.143	0.404	0.786	1.055	0.946	0.556	0.142	4.000
DB46	-0.033	0.014	0.112	0.310	0.600	0.812	0.859	0.789	0.537	4.000
DB56	-0.017	-0.018	0.013	0.123	0.371	0.754	1.063	1.021	0.690	4.000
DB123	1.423	1.415	1.222	0.824	0.400	0.133	0.015	-0.016	-0.015	5.400
DB124	1.305	1.130	0.836	0.607	0.564	0.509	0.318	0.134	-0.003	5.400
DB125	1.319	1.102	0.747	0.439	0.357	0.456	0.501	0.344	0.135	5.400
DB126	1.332	1.102	0.719	0.354	0.190	0.237	0.423	0.553	0.490	5.400
DB134	1.001	0.901	0.853	0.815	0.746	0.609	0.355	0.138	-0.016	5.400
DB135	1.015	0.872	0.764	0.646	0.539	0.556	0.539	0.347	0.121	5.400
DB136	1.028	0.872	0.736	0.562	0.372	0.337	0.460	0.557	0.476	5.400
DB145	0.897	0.587	0.378	0.430	0.703	0.932	0.841	0.498	0.134	5.400
DB146	0.910	0.587	0.350	0.345	0.536	0.713	0.762	0.708	0.489	5.400
DB156	0.924	0.559	0.261	0.177	0.329	0.661	0.946	0.917	0.626	5.400
DB234	0.456	0.860	1.082	1.024	0.861	0.651	0.360	0.131	-0.026	5.400
DB235	0.470	0.832	0.992	0.856	0.655	0.599	0.544	0.340	0.112	5.400
DB236	0.483	0.832	0.964	0.771	0.487	0.380	0.466	0.550	0.467	5.400
DB245	0.352	0.547	0.607	0.639	0.819	0.975	0.846	0.491	0.125	5.400
DB246	0.365	0.547	0.579	0.555	0.651	0.756	0.768	0.701	0.479	5.400
DB256	0.378	0.519	0.489	0.386	0.445	0.703	0.952	0.910	0.617	5.400
DB345	0.048	0.318	0.624	0.847	1.001	1.075	0.884	0.495	0.111	5.400
DB346	0.061	0.318	0.596	0.762	0.833	0.856	0.805	0.704	0.466	5.400
DB356	0.074	0.289	0.506	0.594	0.627	0.803	0.989	0.914	0.603	5.400
DB456	-0.044	0.004	0.121	0.377	0.791	1.179	1.291	1.064	0.616	5.400
DB1234	1.163	1.196	1.109	0.908	0.714	0.528	0.291	0.107	-0.017	6.000
DB1235	1.174	1.173	1.035	0.768	0.542	0.484	0.444	0.282	0.098	6.000
DB1236	1.185	1.172	1.011	0.698	0.402	0.302	0.379	0.457	0.394	6.000
DB1245	1.076	0.935	0.713	0.587	0.679	0.798	0.696	0.407	0.109	6.000
DB1246	1.087	0.935	0.690	0.517	0.539	0.615	0.631	0.582	0.404	6.000
DB1256	1.098	0.911	0.616	0.377	0.367	0.572	0.784	0.757	0.519	6.000
DB1345	0.822	0.744	0.727	0.760	0.830	0.881	0.727	0.410	0.097	6.000

DB1346	0.833	0.744	0.704	0.690	0.691	0.699	0.662	0.585	0.393	6.000
DB1356	0.845	0.720	0.630	0.550	0.518	0.655	0.815	0.760	0.508	6.000
DB1456	0.746	0.483	0.308	0.369	0.655	0.968	1.067	0.885	0.518	6.000
DB2345	0.368	0.710	0.918	0.935	0.927	0.916	0.732	0.405	0.089	6.000
DB2346	0.379	0.710	0.895	0.865	0.787	0.734	0.666	0.579	0.385	6.000
DB2356	0.390	0.687	0.820	0.724	0.615	0.690	0.819	0.754	0.500	6.000
DB2456	0.292	0.449	0.499	0.544	0.752	1.004	1.071	0.879	0.510	6.000
DB3456	0.039	0.258	0.513	0.717	0.903	1.087	1.102	0.883	0.499	6.000
DB12345	1.151	1.189	1.126	0.990	0.923	0.902	0.723	0.403	0.094	7.500
DB12346	1.162	1.189	1.102	0.919	0.783	0.719	0.657	0.578	0.390	7.500
DB12356	1.173	1.166	1.028	0.779	0.611	0.676	0.810	0.752	0.505	7.500
DB12456	1.075	0.928	0.707	0.598	0.748	0.989	1.062	0.878	0.515	7.500
DB13456	0.821	0.737	0.721	0.771	0.899	1.072	1.093	0.881	0.504	7.500
DB23456	0.367	0.704	0.911	0.946	0.996	1.108	1.098	0.875	0.496	7.500
DB123456	1.150	1.183	1.119	1.001	0.992	1.093	1.089	0.873	0.501	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.521	0.322	0.138	0.036	-0.003	-0.010	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	0.212	0.303	0.271	0.152	0.060	0.013	-0.004	-0.005	-0.002	1.000
DL3	0.045	0.168	0.281	0.274	0.162	0.067	0.016	-0.004	-0.010	1.000
DL4	-0.016	0.010	0.058	0.146	0.258	0.286	0.185	0.078	-0.005	1.000
DL5	-0.008	-0.005	0.009	0.052	0.138	0.253	0.297	0.196	0.068	1.000
DL6	-0.001	-0.005	-0.005	0.006	0.044	0.127	0.247	0.322	0.264	1.000
DL12	0.733	0.625	0.409	0.188	0.057	0.003	-0.010	-0.006	0.001	2.000
DL13	0.566	0.490	0.420	0.310	0.159	0.057	0.010	-0.005	-0.006	2.000
DL14	0.505	0.332	0.197	0.182	0.255	0.276	0.179	0.077	-0.002	2.000
DL15	0.513	0.317	0.148	0.088	0.134	0.243	0.291	0.195	0.072	2.000
DL16	0.520	0.317	0.133	0.042	0.041	0.116	0.241	0.321	0.267	2.000
DL22	0.424	0.606	0.541	0.305	0.120	0.025	-0.008	-0.011	-0.004	2.000
DL24	0.196	0.313	0.329	0.299	0.318	0.299	0.181	0.073	-0.007	2.000
DL25	0.204	0.298	0.280	0.204	0.197	0.265	0.293	0.191	0.066	2.000
DL26	0.212	0.299	0.266	0.159	0.104	0.139	0.243	0.317	0.262	2.000
DL34	0.029	0.178	0.339	0.420	0.420	0.353	0.201	0.074	-0.015	2.000
DL35	0.037	0.163	0.291	0.326	0.299	0.320	0.313	0.192	0.059	2.000
DL36	0.044	0.163	0.276	0.280	0.206	0.194	0.263	0.318	0.255	2.000
DL45	-0.024	0.005	0.068	0.198	0.396	0.539	0.482	0.274	0.063	2.000
DL46	-0.017	0.005	0.053	0.152	0.302	0.413	0.432	0.400	0.259	2.000
DL56	-0.008	-0.010	0.004	0.058	0.182	0.379	0.544	0.518	0.332	2.000
DL123	0.700	0.714	0.621	0.416	0.197	0.063	0.005	-0.009	-0.007	2.700
DL124	0.645	0.571	0.420	0.301	0.283	0.260	0.158	0.064	-0.004	2.700
DL125	0.653	0.558	0.377	0.216	0.175	0.230	0.258	0.171	0.063	2.700
DL126	0.659	0.559	0.364	0.175	0.091	0.116	0.213	0.284	0.239	2.700
DL134	0.495	0.450	0.430	0.411	0.375	0.309	0.175	0.066	-0.011	2.700
DL135	0.502	0.437	0.386	0.326	0.267	0.279	0.276	0.172	0.056	2.700
DL136	0.509	0.437	0.373	0.285	0.183	0.165	0.231	0.285	0.232	2.700
DL145	0.447	0.294	0.185	0.211	0.353	0.476	0.428	0.246	0.059	2.700
DL146	0.454	0.294	0.172	0.169	0.269	0.362	0.383	0.359	0.236	2.700
DL156	0.461	0.281	0.129	0.085	0.161	0.332	0.484	0.465	0.302	2.700
DL234	0.217	0.433	0.549	0.515	0.432	0.329	0.178	0.062	-0.015	2.700
DL235	0.224	0.420	0.505	0.431	0.323	0.299	0.278	0.168	0.051	2.700

DL236	0.231	0.420	0.492	0.389	0.240	0.185	0.233	0.282	0.227	2.700
DL245	0.169	0.277	0.304	0.315	0.410	0.496	0.430	0.242	0.055	2.700
DL246	0.176	0.277	0.291	0.274	0.326	0.383	0.385	0.355	0.231	2.700
DL256	0.183	0.264	0.248	0.189	0.218	0.353	0.486	0.462	0.297	2.700
DL345	0.019	0.155	0.314	0.425	0.502	0.545	0.448	0.243	0.048	2.700
DL346	0.026	0.156	0.301	0.384	0.418	0.432	0.403	0.357	0.224	2.700
DL356	0.033	0.143	0.257	0.299	0.309	0.402	0.504	0.463	0.290	2.700
DL456	-0.022	0.000	0.056	0.184	0.396	0.599	0.656	0.537	0.294	2.700
DL1234	0.572	0.602	0.561	0.456	0.358	0.267	0.143	0.051	-0.010	3.000
DL1235	0.578	0.591	0.525	0.386	0.267	0.242	0.227	0.139	0.045	3.000
DL1236	0.583	0.592	0.514	0.351	0.197	0.147	0.190	0.234	0.192	3.000
DL1245	0.532	0.472	0.358	0.290	0.339	0.406	0.354	0.201	0.048	3.000
DL1246	0.537	0.473	0.347	0.255	0.269	0.311	0.317	0.295	0.195	3.000
DL1256	0.544	0.462	0.310	0.185	0.179	0.286	0.400	0.384	0.250	3.000
DL1345	0.407	0.371	0.366	0.381	0.416	0.447	0.369	0.202	0.042	3.000
DL1346	0.412	0.371	0.355	0.347	0.346	0.352	0.331	0.296	0.189	3.000
DL1356	0.418	0.360	0.318	0.276	0.256	0.327	0.415	0.385	0.245	3.000
DL1456	0.372	0.242	0.151	0.180	0.328	0.492	0.542	0.446	0.248	3.000
DL2345	0.175	0.357	0.465	0.469	0.463	0.464	0.371	0.199	0.039	3.000
DL2346	0.180	0.357	0.454	0.434	0.393	0.369	0.333	0.293	0.185	3.000
DL2356	0.187	0.346	0.417	0.364	0.303	0.344	0.417	0.382	0.241	3.000
DL2456	0.141	0.227	0.250	0.268	0.375	0.508	0.544	0.443	0.244	3.000
DL3456	0.015	0.126	0.258	0.359	0.451	0.549	0.559	0.444	0.238	3.000
DL12345	0.566	0.598	0.568	0.495	0.461	0.456	0.366	0.198	0.041	3.750
DL12346	0.571	0.599	0.558	0.461	0.391	0.362	0.328	0.292	0.188	3.750
DL12356	0.577	0.588	0.521	0.390	0.301	0.337	0.412	0.381	0.243	3.750
DL12456	0.532	0.469	0.354	0.294	0.373	0.501	0.539	0.442	0.246	3.750
DL13456	0.406	0.368	0.362	0.386	0.449	0.542	0.554	0.444	0.240	3.750
DL23456	0.175	0.353	0.461	0.473	0.496	0.559	0.556	0.440	0.237	3.750
DL123456	0.565	0.595	0.565	0.500	0.494	0.551	0.551	0.440	0.239	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	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	5124.5	5514.7	5142.5	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2679.6	2365.8	2499.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	2966.8	3545.3	4228.9		
DL 활하중	3297.6	3762.4	4549.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3297.6	3762.4	4549.3		
합 계	19317.2	19858.4	20406.5		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	407.0	427.3	408.4	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	292.0	192.6	246.2	바닥판 합성단면	
DB 활하중	232.3	424.2	421.2		
DL 활하중	242.9	413.1	430.5		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	242.9	424.2	430.5		
합 계	1667.7	1770.0	1811.1		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		437.240	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	438.737	
합성후		284.132	190.401	149.324	135.087	132.832	130.557	145.226	199.002	306.588	-
		283.859	193.064	154.032	142.999	144.655	145.951	159.355	196.559	252.675	내측풍하중
		191.313	191.059	175.177	164.957	158.857	151.994	160.800	201.764	277.227	외측풍하중
ADD		1471.864	1421.662	1380.585	1366.348	1364.093	1361.818	1376.487	1430.263	1495.817	-
		1471.591	1424.325	1385.293	1374.260	1375.916	1377.212	1390.616	1427.820	1441.904	내측풍하중
		1379.045	1422.320	1406.438	1396.218	1390.118	1383.255	1392.061	1433.025	1466.456	외측풍하중
우측편재하	DB1	1.670	0.854	2.228	6.442	13.833	43.597	104.639	196.400	275.898	
	DB2	0.433	3.608	8.071	21.526	50.097	98.502	154.778	173.621	141.523	
	DB3	2.270	9.677	24.120	55.005	101.339	150.283	154.623	108.737	55.308	
	DB4	20.891	63.343	112.476	154.761	143.503	94.684	50.103	20.473	6.984	
	DB5	69.329	122.813	160.678	142.216	89.857	46.439	19.431	7.116	1.872	
	DB6	167.204	181.489	146.184	86.802	41.248	16.547	6.577	2.238	0.359	
	DB12	1.018	3.913	9.681	23.330	62.286	141.657	259.123	369.874	417.330	
	DB13	1.963	9.553	22.845	56.487	113.328	193.335	258.926	304.979	331.042	
	DB14	20.443	62.577	111.041	156.136	155.413	137.397	153.672	215.426	275.508	
	DB15	70.319	122.329	159.446	143.656	101.727	89.170	123.141	200.716	273.587	
	DB16	168.199	181.045	144.948	88.182	52.994	59.208	108.527	196.147	275.180	
	DB22	0.868	7.217	16.144	43.073	100.195	196.983	309.554	347.241	283.045	
	DB24	20.552	64.327	118.738	175.904	193.352	192.759	204.138	192.782	141.222	
	DB25	68.113	123.686	166.916	163.325	139.647	144.529	173.544	178.020	139.242	
	DB26	166.023	182.431	152.446	107.856	90.919	114.570	158.953	173.453	140.838	
	DB34	22.704	71.457	136.300	209.588	244.728	244.637	204.014	127.912	55.061	
	DB35	66.697	130.266	184.134	196.857	190.994	196.351	173.373	113.070	52.995	
	DB36	164.584	189.008	169.662	141.388	142.266	166.412	158.761	108.502	54.588	
	DB45	88.789	185.912	273.019	296.887	233.269	140.963	69.278	25.568	8.454	
	DB46	186.613	244.584	258.486	241.385	184.535	110.862	54.337	20.408	6.727	
	DB56	236.482	304.296	306.822	228.928	130.958	62.779	23.924	9.116	2.026	
	DB123	2.029	11.696	26.549	70.095	146.987	262.575	372.284	430.728	425.283	
	DB124	18.131	57.318	105.666	159.630	184.798	212.211	277.591	350.121	375.258	
	DB125	62.312	110.972	149.176	148.364	136.469	168.814	250.090	336.872	373.494	
	DB126	150.408	163.826	136.138	98.430	92.623	141.844	236.930	332.755	374.933	
	DB134	20.072	63.755	121.477	189.934	231.027	258.896	277.473	291.746	297.716	
	DB135	61.031	116.892	164.673	178.529	182.669	215.443	249.908	278.404	295.891	
	DB136	149.128	169.749	151.638	128.621	138.828	188.498	236.772	274.287	297.310	
	DB145	80.668	166.752	244.487	268.456	220.649	165.164	155.247	197.904	246.025	
	DB146	168.768	219.630	231.453	218.527	176.807	138.218	142.111	193.787	247.444	
	DB156	213.647	273.392	275.007	207.287	128.480	94.806	114.622	180.556	245.719	
	DB234	20.295	65.335	128.438	207.735	265.184	308.730	322.895	271.353	176.863	
	DB235	59.058	118.118	171.399	196.236	216.809	265.277	295.291	257.982	174.966	
	DB236	147.159	170.997	158.367	146.328	172.967	238.311	282.155	253.868	176.407	
	DB245	78.699	168.001	251.216	286.166	254.790	214.999	200.630	177.482	125.100	
	DB246	166.795	220.854	238.177	236.231	210.923	188.029	187.492	173.366	126.541	
	DB256	211.676	274.619	281.753	224.993	162.597	144.617	160.001	160.132	124.793	

우측편재하	DB345	77.418	173.921	266.714	316.333	300.993	261.652	200.471	119.013	47.477	
	DB346	165.515	226.778	253.679	266.424	257.151	234.687	187.338	114.922	48.922	
	DB356	210.393	280.540	297.233	255.184	208.823	191.272	159.844	101.665	47.170	
	DB456	230.290	330.624	377.237	345.194	246.862	141.423	66.181	22.962	7.404	
	DB1234	16.612	53.983	106.044	174.197	229.956	289.544	347.298	373.304	354.168	
	DB1235	50.064	98.146	141.957	164.666	189.652	253.348	324.310	362.182	352.629	
	DB1236	123.483	142.198	131.099	123.077	153.128	230.871	313.368	358.767	353.821	
	DB1245	66.428	139.698	208.464	239.592	221.313	211.443	245.438	295.101	311.079	
	DB1246	139.847	183.750	197.604	197.999	184.764	188.960	234.469	291.659	312.265	
	DB1256	177.249	228.568	233.903	188.639	144.496	152.809	211.580	280.652	310.829	
	DB1345	65.360	144.633	221.378	264.747	259.824	250.325	245.299	246.378	246.396	
	DB1346	138.780	188.685	210.518	223.154	223.276	227.844	234.333	242.959	247.586	
	DB1356	176.182	233.503	246.816	213.795	183.007	191.691	211.442	231.929	246.146	
	DB1456	192.545	275.054	313.322	288.717	214.643	149.780	132.543	164.840	204.571	
	DB2345	63.703	145.658	227.002	279.494	288.263	291.822	283.094	229.362	145.627	
	DB2346	137.120	189.707	216.121	237.901	251.716	269.363	272.149	225.926	146.816	
	DB2356	174.525	234.527	252.440	228.541	211.446	233.188	249.236	214.914	145.377	
	DB2456	190.888	276.079	318.947	303.466	243.085	191.301	170.361	147.810	103.824	
	DB3456	189.821	281.013	331.860	328.620	281.595	230.162	170.224	99.108	39.145	
	DB12345	64.545	145.380	226.105	280.637	297.249	324.101	361.346	376.555	352.455	
	DB12346	137.964	189.432	215.246	239.046	260.703	301.642	350.382	373.138	353.646	
	DB12356	175.364	234.229	251.564	229.685	220.433	265.466	327.489	362.106	352.205	
	DB12456	191.728	275.781	318.070	304.609	252.071	223.579	248.592	295.019	310.631	
	DB13456	190.661	280.716	330.982	329.763	290.580	262.438	248.452	246.294	245.947	
	DB23456	189.025	281.741	336.587	344.511	319.021	303.960	286.273	229.287	145.205	
	DB123456	189.869	281.467	335.713	345.655	328.007	336.236	364.501	376.473	352.007	
	DL1	1.642	1.047	2.794	8.202	17.768	48.494	106.862	192.653	278.438	
	DL2	0.464	4.494	10.227	24.359	51.468	95.829	147.670	168.364	147.908	
	DL3	2.715	12.246	26.840	56.110	97.448	141.318	145.821	106.695	61.938	
	DL4	26.650	65.327	107.665	145.739	134.740	91.402	51.426	23.486	8.680	
	DL5	76.612	119.818	151.989	133.769	86.900	47.927	22.132	8.934	2.221	
	DL6	174.558	175.479	139.887	85.467	43.114	19.328	8.303	2.748	0.373	
	DL12	1.047	4.823	12.184	28.419	67.381	143.698	254.081	360.803	426.222	
	DL13	2.241	12.000	26.291	59.751	113.133	189.029	252.183	299.122	340.158	
	DL14	25.802	64.429	106.828	149.262	150.320	138.691	156.816	214.198	279.663	
	DL15	77.312	119.265	151.426	137.341	102.416	95.233	127.733	198.587	276.414	
	DL16	175.319	175.062	139.389	88.963	58.463	66.495	112.352	192.971	277.510	
	DL22	0.930	8.990	20.455	48.747	102.900	191.651	295.301	336.720	295.810	
	DL24	26.054	67.288	115.896	169.593	185.856	186.678	198.079	190.105	149.244	
	DL25	75.226	121.642	160.195	157.542	137.926	143.189	168.939	174.425	145.920	
	DL26	173.227	177.431	148.120	109.159	93.970	114.450	153.563	168.819	147.060	
	DL34	28.687	75.857	134.080	201.590	232.061	232.282	196.315	128.456	63.351	
	DL35	74.282	129.476	177.926	189.341	184.092	188.774	167.048	112.629	59.898	
	DL36	172.285	185.270	165.856	140.996	140.141	160.038	151.668	107.013	60.993	
	DL45	100.564	184.568	259.280	279.310	221.492	139.080	73.152	30.363	10.276	
	DL46	198.449	240.230	247.157	230.886	177.508	110.198	57.362	23.996	8.173	
	DL56	251.099	295.291	291.818	219.105	129.803	66.952	28.445	11.343	2.295	

우측편재하	DL123	2.233	14.611	31.533	75.548	148.009	256.309	359.837	420.742	439.208	
	DL124	22.903	59.922	103.736	155.881	181.366	210.952	273.997	344.277	384.674	
	DL125	68.497	109.147	143.773	145.106	138.221	171.809	247.772	330.207	381.731	
	DL126	156.730	159.343	132.935	101.594	98.692	145.952	233.947	325.144	382.762	
	DL134	25.264	67.608	120.082	184.680	222.934	251.982	272.375	288.784	307.356	
	DL135	67.648	116.174	159.713	173.730	179.758	212.830	246.070	274.584	304.302	
	DL136	155.893	166.409	148.883	130.226	140.238	186.984	232.290	269.568	305.349	
	DL145	91.015	165.473	232.727	254.591	213.354	167.592	160.320	198.251	250.003	
	DL146	179.212	215.692	221.880	211.037	173.785	141.728	146.489	193.214	250.999	
	DL156	226.537	265.241	262.140	200.365	130.701	102.650	120.316	179.202	248.115	
	DL234	25.486	70.172	128.221	202.958	254.913	295.180	309.524	267.102	190.027	
	DL235	65.763	118.307	167.589	191.929	211.720	256.003	283.164	252.831	186.859	
	DL236	154.006	168.537	156.751	148.383	172.190	230.146	269.344	247.807	187.901	
	DL245	89.128	167.601	240.595	272.746	245.304	210.722	197.406	176.492	132.558	
	DL246	177.324	217.820	229.750	229.197	205.741	184.896	183.581	171.460	133.557	
	DL256	224.652	267.373	270.013	218.558	162.654	145.780	157.398	157.404	130.659	
	DL345	88.296	174.673	256.579	301.382	286.850	251.750	195.712	120.909	55.139	
	DL346	176.478	224.850	245.694	257.855	247.278	225.885	181.882	115.844	56.170	
	DL356	223.820	274.446	285.997	247.193	204.199	186.809	155.704	101.821	53.241	
	DL456	247.471	324.016	359.210	328.140	237.855	142.119	71.231	27.823	8.859	
	DL1234	20.789	57.966	106.368	171.843	224.154	281.752	337.702	366.881	366.975	
	DL1235	55.481	98.314	139.347	162.706	188.177	249.105	315.759	355.056	364.428	
	DL1236	129.002	140.148	130.314	126.434	155.242	227.557	304.234	350.844	365.240	
	DL1245	74.939	139.361	200.155	230.041	216.143	211.397	244.269	291.421	319.122	
	DL1246	148.426	181.224	191.124	193.774	183.214	189.858	232.789	287.227	319.984	
	DL1256	187.870	222.509	224.665	184.891	147.282	157.270	210.961	275.542	317.591	
	DL1345	74.216	145.255	213.458	253.923	250.787	245.592	242.889	245.129	254.623	
	DL1346	147.737	187.089	204.426	217.651	217.850	224.041	231.364	240.889	255.469	
	DL1356	187.190	228.408	237.969	208.737	181.919	191.456	209.572	229.208	253.081	
	DL1456	206.668	269.505	298.827	276.121	209.899	153.760	138.092	165.615	207.785	
	DL2345	72.660	147.027	220.038	269.043	277.396	281.545	273.806	226.986	156.779	
	DL2346	146.175	188.853	210.967	232.766	244.457	259.996	262.287	222.785	157.636	
	DL2356	185.636	230.184	244.554	223.893	208.531	227.409	240.455	211.089	155.198	
	DL2456	205.063	271.265	305.368	291.268	236.505	189.709	168.973	147.466	109.936	
	DL3456	204.371	277.125	318.665	315.109	271.139	223.894	167.584	101.133	45.427	
	DL12345	73.359	146.761	219.706	271.829	289.155	317.341	353.582	371.311	365.417	
	DL12346	146.834	188.586	210.668	235.555	256.220	295.795	342.063	367.110	366.274	
	DL12356	186.289	229.910	244.216	226.676	220.290	263.208	320.236	355.425	363.881	
	DL12456	205.748	270.956	305.024	294.011	248.256	225.502	248.752	291.801	318.620	
	DL13456	205.070	276.860	318.333	317.896	282.900	259.694	247.366	245.498	254.075	
	DL23456	203.468	278.622	324.907	333.014	309.509	295.647	278.284	227.355	156.232	
	DL123456	204.156	278.317	324.569	335.796	321.268	331.449	358.072	371.730	364.926	
좌측편재하	DB1	278.413	192.841	103.977	43.495	13.659	6.348	2.222	0.674	1.653	
	DB2	143.173	172.666	154.411	98.448	49.825	21.274	8.022	2.944	0.503	
	DB3	55.873	109.433	154.476	150.439	101.118	54.629	24.033	8.536	2.471	
	DB4	6.708	21.833	50.188	95.055	143.600	154.510	112.471	62.010	20.837	
	DB5	1.698	8.166	19.495	46.779	90.085	142.097	160.858	122.365	68.564	

	DB6	0.311	2.801	6.615	16.777	41.513	86.869	146.604	182.886	165.339	
	DB12	421.486	365.341	258.096	141.495	61.873	22.991	9.633	3.072	1.045	
	DB13	334.102	302.088	258.094	193.358	112.965	56.042	22.786	8.241	2.158	
	DB14	277.670	213.323	153.103	137.656	155.345	155.819	111.030	61.090	20.504	
	DB15	275.873	198.236	122.555	89.401	101.813	143.446	159.629	121.726	69.525	
	DB16	277.609	193.138	107.911	59.312	53.100	88.180	145.394	182.298	166.333	
	DB22	286.349	345.353	308.806	196.900	99.673	42.572	16.047	5.891	1.007	
	DB24	142.503	193.303	203.864	193.097	193.177	175.425	118.702	62.324	20.598	
	DB25	140.671	178.169	173.254	144.818	139.625	162.958	167.067	122.597	67.461	
	DB26	142.408	173.072	158.612	114.752	90.914	107.694	152.833	183.169	164.269	
	DB34	55.262	130.085	203.957	245.164	244.608	208.990	136.234	69.015	22.879	
	DB35	53.340	114.874	173.301	196.849	191.027	196.370	184.245	128.632	66.186	
	DB36	55.077	109.777	158.659	166.783	142.317	141.107	170.014	189.227	162.998	
	DB45	7.983	27.950	69.432	141.674	233.596	296.522	273.206	184.131	88.121	
	DB46	6.376	22.294	54.461	111.441	184.855	241.223	258.909	244.647	184.828	
	DB56	1.797	10.722	24.004	63.351	131.454	228.879	307.446	305.257	233.884	
	DB123	429.504	427.275	371.235	262.561	146.426	69.465	26.459	9.922	2.270	
	DB124	378.674	347.368	276.734	212.397	184.487	159.104	105.632	55.371	18.169	
	DB125	377.023	333.766	249.224	168.962	136.316	147.958	149.299	109.834	61.705	
	DB126	378.592	329.176	236.042	141.884	92.474	98.214	136.482	164.368	148.820	
	DB134	300.138	290.452	276.831	259.249	230.772	189.305	121.394	61.370	20.217	
좌	DB135	298.431	276.803	249.242	215.801	182.555	178.022	164.746	115.285	60.553	
측	DB136	300.002	272.217	236.085	188.728	138.738	128.283	151.953	169.803	147.689	
편	DB145	247.748	196.977	154.817	165.707	220.811	268.063	244.644	165.023	80.053	
재	DB146	249.318	192.389	141.637	138.652	176.972	218.321	231.847	219.537	167.166	
하	DB156	247.708	178.822	114.118	95.219	128.780	207.175	275.568	274.101	211.281	
	DB234	178.499	272.447	322.498	309.161	264.818	206.969	128.329	62.549	20.536	
	DB235	176.737	258.752	294.890	265.691	216.584	195.592	171.463	116.052	58.686	
	DB236	178.302	254.139	281.706	238.612	172.761	145.828	158.647	170.589	145.823	
	DB245	126.052	178.923	200.441	215.594	254.836	285.609	251.358	165.789	78.185	
	DB246	127.624	174.336	187.282	188.517	210.994	235.865	238.539	220.299	165.295	
	DB256	126.010	160.748	159.763	145.108	162.807	224.743	282.265	274.888	209.416	
	DB345	47.463	121.964	200.485	262.439	301.101	315.700	266.812	171.246	77.057	
	DB346	49.027	117.351	187.299	235.357	257.255	265.932	253.989	225.755	164.166	
	DB356	47.419	103.787	159.803	191.928	209.068	254.810	297.715	280.343	208.287	
	DB456	6.914	25.591	66.344	142.286	247.385	344.951	377.800	330.288	228.033	
	DB1234	357.428	371.525	346.479	289.815	229.551	173.502	105.947	51.512	16.804	
	DB1235	355.987	360.134	323.473	253.592	189.358	164.061	141.990	96.319	49.728	
	DB1236	357.283	356.304	312.494	231.029	152.822	122.590	131.327	141.736	122.327	
	DB1245	313.759	293.632	244.781	211.858	221.225	239.094	208.583	137.750	65.972	
	DB1246	315.055	289.803	233.803	189.297	184.711	197.625	197.902	183.188	138.574	
	DB1256	313.709	278.475	210.869	153.114	144.549	188.349	234.346	228.661	175.349	
	DB1345	248.249	246.134	244.795	250.872	259.774	264.153	221.459	142.300	65.036	
	DB1346	249.545	242.304	233.816	228.308	223.236	222.680	210.774	187.715	137.633	
	DB1356	248.206	231.004	210.910	192.133	183.103	213.430	247.222	233.210	174.391	
	DB1456	205.975	164.498	132.193	150.394	214.964	288.438	313.790	274.636	190.632	
	DB2345	146.846	231.095	282.831	292.445	288.128	278.770	227.038	142.937	63.463	

좌측편재하	DB2346	148.142	227.266	271.853	269.884	251.594	237.321	216.358	188.376	136.065	
	DB2356	146.802	215.965	248.946	233.707	211.457	228.048	252.804	233.850	172.841	
	DB2456	104.568	149.437	170.228	191.968	243.320	303.079	319.376	275.301	189.087	
	DB3456	39.064	101.965	170.268	230.987	281.873	328.139	332.271	279.828	188.126	
	DB12345	355.530	375.602	360.571	324.641	297.017	279.845	226.165	142.529	64.293	
	DB12346	356.849	371.776	349.595	302.081	260.483	238.396	215.484	187.968	136.895	
	DB12356	355.509	360.472	326.684	265.878	220.322	229.119	251.928	233.441	173.670	
	DB12456	313.280	293.969	247.971	224.164	252.188	304.152	318.499	274.888	189.893	
	DB13456	247.772	246.474	248.008	263.180	290.738	329.210	331.373	279.416	188.953	
	DB23456	146.368	231.436	286.045	304.756	319.095	343.852	336.959	280.081	187.408	
	DB123456	355.050	375.937	363.758	336.924	327.958	344.921	336.081	279.667	188.214	
	DL1	284.009	186.740	105.849	48.338	17.583	8.105	2.784	0.822	1.609	
	DL2	150.906	166.623	146.972	95.583	51.036	24.027	10.189	3.653	0.554	
	DL3	62.721	107.573	145.715	141.403	96.957	55.515	26.725	10.791	2.988	
	DL4	8.264	25.238	51.588	92.107	135.040	145.284	107.447	63.568	26.725	
	DL5	1.988	10.273	22.217	48.468	87.413	133.803	152.211	119.309	75.444	
	DL6	0.309	3.461	8.327	19.599	43.528	85.703	140.703	177.956	171.031	
	DL12	434.793	353.169	252.417	143.299	66.777	28.010	12.160	3.749	1.063	
	DL13	346.484	294.046	251.059	188.908	112.428	59.089	26.194	10.326	2.502	
	DL14	284.671	210.193	155.999	139.198	150.439	148.714	106.626	62.446	25.877	
	DL15	281.642	194.072	126.828	95.610	102.758	137.321	151.669	118.575	76.124	
	DL16	283.005	187.736	111.386	66.609	58.663	89.130	140.177	177.318	171.757	
	DL22	301.821	333.288	293.955	191.175	102.079	48.092	20.383	7.309	1.111	
	DL24	151.650	190.300	197.576	187.138	185.723	168.804	115.624	64.695	26.258	
	DL25	148.586	174.114	168.344	143.478	138.006	157.239	160.362	120.277	74.204	
	DL26	149.951	167.783	152.908	114.516	93.919	109.056	148.879	179.060	169.848	
	DL34	63.543	131.266	196.363	233.069	231.835	200.578	133.739	72.641	29.067	
	DL35	60.313	114.967	167.036	189.357	184.079	188.814	178.020	127.394	73.496	
	DL36	61.679	108.637	151.602	160.400	139.998	140.669	166.543	186.182	169.142	
	DL45	9.590	33.418	73.413	140.319	222.305	278.896	259.303	182.260	99.657	
	DL46	7.654	26.411	57.564	111.186	178.231	230.719	247.787	240.960	195.202	
	DL56	1.996	13.379	28.555	67.775	130.726	219.371	292.817	297.258	246.405	
	DL123	447.620	414.614	358.201	255.968	146.970	74.620	31.409	12.354	2.551	
	DL124	391.862	339.092	272.641	211.186	181.082	155.097	103.521	57.405	23.086	
	DL125	389.163	324.576	246.344	171.938	138.136	144.776	143.947	107.744	67.562	
	DL126	390.361	318.887	232.464	145.847	98.487	101.404	133.614	160.611	153.627	
	DL134	312.561	285.957	271.567	252.519	222.577	183.674	119.812	64.568	25.614	
	DL135	309.754	271.344	245.186	213.189	179.592	173.171	159.827	114.162	66.935	
	DL136	310.954	265.661	231.314	187.141	139.954	129.841	149.502	167.034	153.002	
	DL145	254.198	195.936	159.676	168.550	213.936	254.130	232.745	163.216	90.161	
	DL146	255.441	190.255	145.800	142.462	174.257	210.794	222.420	216.124	176.239	
	DL156	252.738	175.732	119.524	103.187	131.315	200.522	263.048	266.840	222.336	
	DL234	192.843	268.055	308.953	295.640	254.327	201.734	127.887	66.583	25.953	
	DL235	189.973	253.391	282.564	256.324	211.328	191.120	167.636	115.689	65.200	
	DL236	191.206	247.674	268.685	230.237	171.683	147.784	157.309	168.560	151.267	
	DL245	134.461	177.988	197.055	211.654	245.674	272.084	240.597	164.788	88.443	
	DL246	135.647	172.258	183.167	185.558	205.990	228.744	230.266	217.657	174.509	

좌측편재하	DL256	133.004	157.793	156.916	146.338	163.099	218.520	270.906	268.381	220.609	
	DL345	55.000	124.741	195.855	252.901	287.130	300.515	256.482	171.210	87.818	
	DL346	56.234	119.025	181.976	226.841	247.447	257.140	246.147	224.075	173.882	
	DL356	53.594	104.562	155.757	187.589	204.555	246.915	286.786	274.799	219.982	
	DL456	8.170	31.234	71.529	143.470	238.967	328.002	359.953	324.186	243.545	
	DL1234	373.573	363.262	336.482	282.013	223.521	170.779	106.095	54.799	21.169	
	DL1235	371.183	351.033	314.513	249.259	187.740	161.990	139.382	95.960	55.003	
	DL1236	372.175	346.316	302.953	227.523	154.684	125.838	130.785	140.046	126.726	
	DL1245	324.893	288.198	243.231	212.025	216.333	229.446	200.167	136.858	74.338	
	DL1246	325.919	283.450	231.670	190.285	183.271	193.287	191.532	180.938	146.056	
	DL1256	323.698	271.395	209.822	157.599	147.512	184.793	225.418	223.214	184.456	
	DL1345	258.694	243.848	242.269	246.427	250.879	253.135	213.389	142.216	73.831	
	DL1346	259.720	239.101	230.708	224.690	217.821	216.981	204.792	186.303	145.554	
	DL1356	257.481	227.000	208.815	191.994	182.056	208.484	238.677	228.579	183.954	
	DL1456	211.243	164.181	137.577	154.766	210.649	275.939	299.431	269.481	203.329	
	DL2345	158.904	228.883	273.424	282.331	277.312	268.088	219.926	143.527	72.413	
	DL2346	159.927	224.135	261.834	260.630	244.259	231.970	211.329	187.580	144.127	
	DL2356	157.692	212.037	239.974	227.901	208.520	223.433	245.173	229.846	182.519	
	DL2456	111.448	149.212	168.698	190.670	237.113	290.889	305.958	270.744	201.855	
	DL3456	45.248	104.863	167.737	225.074	271.663	314.583	319.218	276.109	201.354	
	DL12345	371.775	368.775	352.469	317.992	288.944	270.796	219.592	143.077	73.030	
	DL12346	372.795	364.021	340.871	296.249	255.880	234.636	210.987	187.124	144.743	
	DL12356	370.574	351.966	319.021	263.560	220.117	226.137	244.835	229.393	183.137	
	DL12456	324.272	289.091	247.734	226.322	248.707	293.595	305.626	270.302	202.518	
	DL13456	258.119	244.750	246.775	260.725	283.252	317.251	318.880	275.662	202.014	
	DL23456	158.280	229.777	277.898	296.666	309.723	332.237	325.377	276.924	200.536	
	DL123456	371.148	369.661	356.932	332.283	321.313	334.910	325.082	276.523	201.213	
ENV		447.620	427.275	377.237	345.655	328.007	344.951	377.800	430.728	439.208	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1919.484	1851.600	1783.675	1741.873	1718.125	1728.206	1769.861	1863.753	1935.025	

8.3.2 S1 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		437.240	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	438.737	
합성후		276.901	196.078	150.930	134.104	133.296	130.524	144.872	191.735	314.706	-
		301.391	198.485	147.034	131.296	134.257	135.245	150.376	190.499	284.564	내측풍하중
		187.125	192.569	176.850	163.960	159.550	152.138	160.590	196.264	284.099	외측풍하중
ADD		1464.633	1427.339	1382.191	1365.365	1364.557	1361.785	1376.133	1422.996	1503.935	-
		1489.123	1429.746	1378.295	1362.557	1365.518	1366.506	1381.637	1421.760	1473.793	내측풍하중
		1374.857	1423.830	1408.111	1395.221	1390.811	1383.399	1391.851	1427.525	1473.328	외측풍하중
우측편재하	DB1	1.653	0.667	2.231	6.308	13.711	43.189	104.079	192.729	278.666	
	DB2	0.501	2.917	8.060	21.135	49.812	98.102	154.538	172.741	143.444	
	DB3	2.461	8.477	24.070	54.371	101.039	150.113	154.796	109.574	56.124	
	DB4	20.779	61.769	112.479	154.264	143.857	95.095	50.483	21.862	6.743	
	DB5	68.301	122.077	160.992	142.055	90.396	46.806	19.670	8.163	1.708	
	DB6	165.081	182.712	146.932	86.803	41.692	16.753	6.677	2.797	0.312	
	DB12	1.066	3.042	9.677	22.809	61.865	140.841	258.319	365.303	422.009	
	DB13	2.144	8.171	22.802	55.720	112.890	192.747	258.533	302.118	334.608	
	DB14	20.332	60.824	111.050	155.509	155.626	137.393	153.493	213.242	277.977	
	DB15	69.285	121.435	159.768	143.363	102.127	89.123	122.825	198.121	276.135	
	DB16	166.071	182.115	145.702	88.051	53.301	59.004	108.068	193.001	277.858	
	DB22	1.002	5.835	16.121	42.291	99.623	196.182	309.075	345.480	286.887	
	DB24	20.539	62.076	118.723	175.018	193.415	192.771	204.284	193.414	142.854	
	DB25	67.190	122.255	167.210	162.774	139.897	144.497	173.551	178.240	140.952	
	DB26	164.005	182.964	153.172	107.467	91.075	114.381	158.818	173.123	142.678	
	DB34	22.804	68.689	136.250	208.460	244.781	244.881	204.572	130.263	55.594	
	DB35	65.906	128.258	184.386	196.066	191.233	196.549	173.791	115.010	53.601	
	DB36	162.699	188.964	170.346	140.760	142.412	166.453	159.037	109.892	55.325	
	DB45	87.661	183.577	273.334	296.230	234.164	141.742	69.902	27.995	8.029	
	DB46	184.394	244.212	259.234	240.891	185.335	111.486	54.822	22.342	6.414	
	DB56	233.336	304.788	307.883	228.770	131.943	63.357	24.264	10.717	1.811	
	DB123	2.256	9.834	26.499	69.051	146.333	261.684	371.714	427.357	430.218	
	DB124	18.115	55.130	105.656	158.712	184.730	211.846	277.214	347.363	379.202	
	DB125	61.468	109.545	149.446	147.747	136.569	168.410	249.588	333.744	377.508	
	DB126	148.580	164.167	136.797	97.960	92.638	141.298	236.301	329.131	379.065	
	DB134	20.156	61.102	121.436	188.799	230.949	258.739	277.466	290.534	300.670	
	DB135	60.306	114.946	164.906	177.697	182.759	215.245	249.776	276.822	298.912	
	DB136	147.419	169.570	152.260	127.934	138.834	188.159	236.512	272.211	300.448	
	DB145	79.650	164.510	244.779	267.750	221.327	165.494	155.309	196.929	248.065	
	DB146	166.766	219.155	232.134	217.966	177.401	138.407	142.045	192.317	249.601	
	DB156	210.814	273.690	275.970	207.027	129.242	94.956	114.432	178.716	247.948	
	DB234	20.467	62.235	128.375	206.367	264.970	308.588	323.181	272.675	179.065	
	DB235	58.433	115.689	171.607	195.172	216.763	265.094	295.451	258.935	177.232	
	DB236	145.550	170.335	158.962	145.409	172.837	237.986	282.187	254.326	178.791	
	DB245	77.780	165.275	251.483	285.226	255.333	215.343	200.984	179.042	126.385	
	DB246	164.892	219.896	238.832	235.437	211.381	188.231	187.718	174.431	127.943	
	DB256	208.942	274.435	282.690	224.501	163.223	144.780	160.103	160.826	126.267	

	DB345	76.618	170.677	266.944	315.178	301.526	262.202	201.195	122.121	47.768	
	DB346	163.731	225.300	254.297	265.414	257.600	235.096	187.933	117.535	49.331	
	DB356	207.779	279.836	298.133	254.475	209.440	191.642	160.316	103.907	47.651	
	DB456	227.371	329.625	378.193	344.606	248.068	142.316	66.837	25.636	6.958	
	DB1234	16.751	51.264	105.995	172.957	229.673	289.112	347.112	371.634	358.065	
	DB1235	49.533	96.005	142.135	163.679	189.510	252.882	324.020	360.204	356.581	
	DB1236	122.132	141.530	131.601	122.210	152.916	230.287	312.971	356.377	357.871	
	DB1245	65.652	137.311	208.692	238.709	221.660	211.417	245.308	293.628	314.213	
	DB1246	138.251	182.835	198.156	197.237	185.041	188.816	234.233	289.774	315.496	
	DB1256	174.960	228.297	234.689	188.128	144.913	152.632	211.241	278.458	314.121	
	DB1345	64.684	141.813	221.574	263.684	260.163	250.471	245.478	246.195	248.702	
	DB1346	137.283	187.337	211.038	222.212	223.545	227.872	234.405	242.364	249.990	
	DB1356	173.992	232.800	247.571	213.104	183.417	191.686	211.411	231.025	248.610	
	DB1456	190.112	274.104	314.126	288.131	215.542	150.215	132.673	164.441	206.217	
	DB2345	63.110	142.435	227.176	278.237	288.490	291.979	283.516	231.292	147.304	
	DB2346	135.706	187.957	216.619	236.765	251.873	269.402	272.465	227.442	148.591	
	DB2356	172.418	233.421	253.174	227.657	211.743	233.194	249.448	216.121	147.212	
	DB2456	188.537	274.726	319.730	302.686	243.872	191.748	170.735	149.523	104.841	
	DB3456	187.569	279.228	332.612	327.660	282.374	230.781	170.906	102.111	39.334	
	DB12345	63.941	142.041	226.285	279.279	297.371	323.945	361.344	375.711	356.196	
	DB12346	136.540	187.566	215.750	237.809	260.755	301.368	350.274	371.882	357.485	
우측편재하	DB12356	173.248	233.007	252.302	228.700	220.625	265.160	327.278	360.541	356.104	
	DB12456	189.367	274.313	318.858	303.728	252.753	223.712	248.542	293.959	313.711	
	DB13456	188.399	278.814	331.740	328.702	291.254	262.744	248.710	246.525	248.199	
	DB23456	186.846	279.438	337.323	343.256	319.583	304.277	286.774	231.629	146.828	
	DB123456	187.679	279.047	336.453	344.300	328.464	336.240	364.578	376.043	355.694	
	DL1	1.609	0.813	2.796	8.054	17.653	47.977	106.064	186.568	284.317	
	DL2	0.551	3.618	10.237	23.867	51.070	95.170	147.208	166.644	151.207	
	DL3	2.976	10.713	26.794	55.234	96.921	140.962	146.123	107.664	62.996	
	DL4	26.653	63.335	107.572	144.945	135.375	92.063	51.950	25.259	8.312	
	DL5	75.184	118.990	152.432	133.651	87.746	48.425	22.422	10.267	2.000	
	DL6	170.747	177.737	141.080	85.528	43.715	19.571	8.407	3.457	0.312	
	DL12	1.105	3.716	12.217	27.796	66.833	142.513	252.816	352.970	435.387	
	DL13	2.488	10.239	26.265	58.729	112.455	188.144	251.681	293.969	347.071	
	DL14	25.807	62.207	106.754	148.327	150.802	138.827	156.532	210.042	285.024	
	DL15	75.861	118.244	151.887	137.080	103.111	95.204	127.234	193.893	281.962	
	DL16	171.487	177.134	140.599	88.882	58.913	66.225	111.668	187.552	283.271	
	DL22	1.105	7.237	20.475	47.763	102.104	190.333	294.377	333.281	302.409	
	DL24	26.187	64.430	115.795	168.307	186.088	186.682	198.137	190.349	152.039	
	DL25	73.941	119.924	160.628	156.932	138.372	143.027	168.780	174.131	148.898	
	DL26	169.562	178.808	149.302	108.728	94.170	114.048	153.218	167.800	150.253	
	DL34	28.983	72.331	133.930	199.928	232.165	232.591	197.137	131.392	63.912	
	DL35	73.222	126.997	178.306	188.356	184.410	188.915	167.652	115.029	60.636	
	DL36	168.845	185.885	166.986	140.190	140.214	159.938	152.086	108.689	61.945	
	DL45	99.190	181.677	259.629	278.400	222.974	140.236	73.981	33.469	9.656	
	DL46	194.699	240.432	248.256	230.159	178.744	111.115	58.004	26.463	7.711	
	DL56	245.868	296.728	293.453	219.052	131.249	67.709	28.840	13.370	2.010	

우측편재하	DL123	2.537	12.248	31.517	74.177	147.040	254.919	358.969	414.553	448.394	
	DL124	23.015	57.144	103.659	154.593	181.439	210.480	273.326	338.989	392.458	
	DL125	67.310	107.430	144.177	144.425	138.487	171.188	246.906	324.434	389.683	
	DL126	153.401	160.411	134.013	101.074	98.737	145.115	232.914	318.718	390.906	
	DL134	25.523	64.229	119.960	183.053	222.891	251.784	272.391	285.919	313.129	
	DL135	66.664	113.772	160.070	172.712	179.908	212.482	245.891	271.236	310.237	
	DL136	152.765	166.793	149.914	129.369	140.167	186.419	231.944	265.566	311.477	
	DL145	89.761	162.699	233.060	253.647	214.550	168.163	160.338	195.795	254.548	
	DL146	175.815	215.703	222.887	210.256	174.760	142.082	146.341	190.106	255.737	
	DL156	221.813	266.357	263.629	200.189	131.868	102.857	119.975	175.609	253.022	
	DL234	25.859	66.220	128.075	201.015	254.646	294.864	309.848	268.196	193.491	
	DL235	64.929	115.279	167.920	190.595	211.645	255.534	283.291	253.443	190.482	
	DL236	151.028	168.295	157.757	147.211	171.894	229.462	269.303	247.766	191.717	
	DL245	88.024	164.201	240.902	271.488	246.276	211.173	197.730	177.997	134.791	
	DL246	174.078	217.205	230.731	228.101	206.491	185.130	183.738	172.312	135.982	
	DL256	220.078	267.862	271.476	218.067	163.597	145.867	157.362	157.772	133.254	
	DL345	87.394	170.589	256.840	299.786	287.706	252.474	196.722	124.838	55.357	
	DL346	173.434	223.550	246.627	256.421	247.913	226.392	182.725	119.120	56.580	
	DL356	219.448	274.250	287.414	246.365	205.027	187.168	156.355	104.613	53.820	
	DL456	242.816	323.449	360.598	327.381	239.730	143.392	72.085	31.244	8.220	
	DL1234	21.094	54.502	106.258	170.115	223.818	281.092	337.368	363.203	374.251	
	DL1235	54.760	95.649	139.636	161.484	188.001	248.319	315.262	350.974	371.840	
	DL1236	126.496	139.803	131.165	125.348	154.882	226.590	303.598	346.220	372.811	
	DL1245	73.994	136.385	200.423	228.882	216.839	211.377	243.937	288.084	325.374	
	DL1246	145.696	180.569	191.954	192.750	183.726	189.657	232.317	283.347	326.398	
	DL1256	184.033	222.774	225.897	184.372	147.954	156.947	210.329	271.256	324.146	
	DL1345	73.439	141.708	213.687	252.483	251.387	245.799	243.128	243.812	259.196	
	DL1346	145.175	185.863	205.216	216.346	218.265	224.068	231.464	239.028	260.202	
	DL1356	183.521	228.103	239.162	207.937	182.495	191.359	209.512	226.944	257.956	
	DL1456	202.774	268.890	300.000	275.384	211.347	154.430	138.197	164.095	211.502	
	DL2345	72.008	142.958	220.246	267.341	277.809	281.652	274.301	228.969	159.426	
	DL2346	143.738	187.106	211.737	231.199	244.686	259.923	262.642	224.224	160.444	
	DL2356	182.092	229.358	245.725	222.831	208.920	227.213	240.650	212.125	158.146	
	DL2456	201.294	270.128	306.519	290.269	237.766	190.279	169.333	149.246	111.727	
	DL3456	200.771	275.417	319.777	313.829	272.304	224.691	168.515	104.933	45.537	
	DL12345	72.681	142.551	219.927	270.017	289.454	317.052	353.474	368.705	372.455	
	DL12346	144.372	186.695	211.450	233.878	256.335	295.325	341.817	363.960	373.473	
	DL12356	182.720	228.940	245.400	225.504	220.565	262.616	319.828	351.870	371.221	
	DL12456	201.954	269.677	306.187	292.902	249.403	225.676	248.509	288.989	324.802	
	DL13456	201.445	275.010	319.457	316.506	283.951	260.095	247.695	244.708	258.577	
	DL23456	199.968	276.250	326.010	331.361	310.373	295.948	278.868	229.865	158.808	
	DL123456	200.631	275.803	325.684	334.033	322.019	331.354	358.053	369.649	371.894	
좌측편재하	DB1	275.637	196.363	104.987	43.492	13.919	6.423	2.250	0.852	1.670	
	DB2	141.254	173.397	155.076	98.434	50.303	21.515	8.146	3.603	0.436	
	DB3	55.064	108.444	154.709	150.219	101.647	55.019	24.304	9.668	2.280	
	DB4	6.952	20.343	50.114	94.335	143.482	154.646	112.854	63.443	20.955	
	DB5	1.862	7.060	19.455	46.186	89.770	141.859	160.953	122.947	69.598	

	DB6	0.357	2.217	6.608	16.441	41.252	86.453	146.287	181.515	167.463	
	DB12	416.801	369.616	259.771	141.491	62.622	23.305	9.775	3.906	0.997	
	DB13	330.535	304.648	259.338	193.151	113.767	56.512	23.074	9.551	1.976	
	DB14	275.196	215.261	154.027	136.952	155.501	156.033	111.429	62.697	20.621	
	DB15	273.317	200.627	123.512	88.822	101.770	143.287	159.739	122.461	70.565	
	DB16	274.922	196.112	108.906	58.986	53.107	87.842	145.093	181.076	168.461	
	DB22	282.510	346.816	310.134	196.871	100.630	43.055	16.297	7.210	0.872	
	DB24	140.875	192.423	204.442	192.368	193.540	175.805	119.213	64.405	20.616	
	DB25	138.964	177.742	173.865	144.215	139.789	162.967	167.291	123.843	68.391	
	DB26	140.570	173.228	159.261	114.401	91.129	107.524	152.647	182.458	166.287	
	DB34	54.739	127.481	204.103	244.227	245.019	209.514	136.889	71.576	22.785	
	DB35	52.742	112.722	173.482	196.040	191.239	196.524	184.616	130.420	66.984	
	DB36	54.348	108.209	158.878	166.226	142.580	141.082	169.974	189.058	164.885	
	DB45	8.410	25.363	69.311	140.362	233.162	296.421	273.685	186.170	89.263	
	DB46	6.691	20.235	54.372	110.384	184.471	240.942	258.975	244.729	187.054	
	DB56	2.013	9.037	23.957	62.420	130.875	228.224	307.223	304.463	237.037	
	DB123	424.570	430.241	372.953	262.363	147.579	70.108	26.831	11.692	2.044	
	DB124	374.728	349.771	278.164	211.753	185.060	159.519	106.109	57.403	18.191	
	DB125	373.003	336.576	250.683	168.430	136.710	148.038	149.517	111.091	62.554	
	DB126	374.454	332.511	237.536	141.579	92.913	98.133	136.330	163.863	150.648	
	DB134	297.186	291.304	277.872	258.418	231.388	189.849	122.000	63.834	20.137	
좌측편재하	DB135	295.409	278.061	250.314	215.084	182.992	178.232	165.096	117.029	61.284	
	DB136	296.862	274.000	237.192	188.238	139.220	128.333	151.933	169.786	149.399	
	DB145	245.705	197.678	155.599	164.541	220.666	268.040	245.086	166.996	81.082	
	DB146	247.157	193.615	142.455	137.713	176.872	218.138	231.919	219.748	169.174	
	DB156	245.472	180.456	114.965	94.393	128.502	206.656	275.380	273.527	214.120	
	DB234	176.308	270.763	323.228	308.307	265.621	207.662	129.036	65.435	20.370	
	DB235	174.479	257.473	295.651	264.953	217.207	195.953	171.916	118.256	59.317	
	DB236	175.926	253.387	282.502	238.101	173.430	146.029	158.730	171.031	147.433	
	DB245	124.773	177.088	200.912	214.406	254.877	285.737	251.903	168.221	79.115	
	DB246	126.226	173.025	187.788	187.557	211.081	235.832	238.714	220.971	167.204	
	DB256	124.538	159.845	160.299	144.260	162.715	224.375	282.180	274.774	212.156	
	DB345	47.181	118.577	200.569	261.066	301.186	315.958	267.489	174.166	77.869	
	DB346	48.627	114.489	187.418	234.212	257.385	266.029	254.296	226.913	165.957	
	DB356	46.945	101.333	159.952	190.896	209.019	254.573	297.763	280.717	210.908	
	DB456	7.361	22.750	66.222	140.801	246.754	344.484	377.945	330.887	230.965	
	DB1234	353.534	372.783	347.845	289.113	230.425	174.141	106.551	54.049	16.670	
	DB1235	352.037	361.731	324.865	252.985	190.082	164.422	142.380	98.269	50.265	
	DB1236	353.234	358.339	313.916	230.613	153.585	122.817	131.409	142.218	123.680	
	DB1245	310.623	294.765	245.931	210.877	221.464	239.261	209.050	139.889	66.758	
	DB1246	311.821	291.373	234.983	188.506	184.988	197.657	198.061	183.860	140.175	
	DB1256	310.414	280.385	212.073	152.416	144.678	188.102	234.288	228.679	177.643	
	DB1345	245.945	245.974	245.623	249.737	260.049	264.428	222.037	144.846	65.723	
	DB1346	247.142	242.582	234.673	227.363	223.550	222.821	211.043	188.792	139.136	
	DB1356	245.742	231.621	211.792	191.281	183.267	213.292	247.275	233.634	176.586	
	DB1456	204.326	164.651	132.834	149.168	214.644	288.105	313.920	275.250	193.075	
	DB2345	145.178	228.822	283.400	291.293	288.559	279.171	227.701	145.867	64.067	

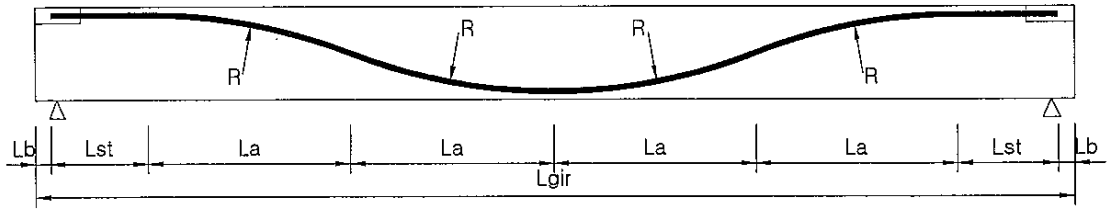
좌측편재하	DB2346	146.375	225.430	272.451	268.921	252.062	237.588	216.712	189.838	137.485	
	DB2356	144.974	214.468	249.568	232.837	211.777	228.036	252.942	234.658	174.953	
	DB2456	103.555	147.476	170.609	190.724	243.155	302.873	319.592	276.299	191.448	
	DB3456	38.883	98.711	170.326	229.589	281.744	328.041	332.596	281.232	190.388	
	DB12345	351.793	375.990	361.898	323.497	297.653	280.306	226.841	145.571	64.907	
	DB12346	353.014	372.603	350.951	301.127	261.157	238.723	215.852	189.542	138.325	
	DB12356	351.612	361.638	328.065	265.018	220.847	229.167	252.079	234.360	175.792	
	DB12456	310.198	294.671	249.110	222.930	252.228	304.005	318.728	275.998	192.264	
	DB13456	245.521	245.883	248.824	261.791	290.814	329.172	331.712	280.932	191.225	
	DB23456	144.754	228.731	286.602	303.349	319.327	343.940	337.384	281.981	189.598	
	DB123456	351.366	375.894	365.073	335.526	328.395	345.069	336.518	281.680	190.414	
	DL1	278.136	192.592	107.256	48.309	17.880	8.177	2.822	1.044	1.642	
	DL2	147.618	168.103	148.041	95.651	51.699	24.323	10.324	4.489	0.467	
	DL3	61.676	106.371	146.004	141.168	97.821	56.056	27.064	12.237	2.727	
	DL4	8.635	23.330	51.479	91.006	134.764	145.526	108.093	65.360	26.729	
	DL5	2.209	8.864	22.188	47.663	86.891	133.324	152.363	119.900	76.885	
	DL6	0.371	2.719	8.342	19.186	43.175	85.058	140.118	175.460	174.852	
	DL12	425.645	360.530	254.892	143.354	67.767	28.368	12.303	4.810	1.005	
	DL13	339.589	298.734	252.754	188.664	113.615	59.712	26.540	11.995	2.256	
	DL14	279.319	213.987	157.292	138.090	150.488	149.034	107.278	64.463	25.878	
	DL15	276.100	198.460	128.183	94.801	102.559	136.921	151.831	119.354	77.588	
	DL16	277.249	192.894	112.787	66.178	58.632	88.563	139.603	175.002	175.598	
	DL22	295.245	336.246	296.092	191.311	103.406	48.684	20.654	8.982	0.935	
	DL24	148.870	189.685	198.530	186.111	186.112	169.349	116.418	67.315	26.134	
	DL25	145.619	174.094	169.361	142.752	138.146	157.066	160.663	121.720	75.502	
	DL26	146.770	168.533	153.972	114.168	94.228	108.716	148.444	177.407	173.523	
	DL34	62.999	127.965	196.538	231.736	232.423	201.357	134.731	75.881	28.779	
	DL35	59.587	112.259	167.275	188.327	184.418	188.876	178.519	129.551	74.569	
	DL36	60.738	106.698	151.888	159.748	140.505	140.565	166.305	185.243	172.593	
	DL45	10.213	30.102	73.256	138.419	221.505	278.661	260.099	184.711	101.054	
	DL46	8.119	23.778	57.451	109.666	177.599	230.316	247.845	240.317	198.973	
	DL56	2.281	11.245	28.538	66.546	129.851	218.246	292.383	295.346	251.659	
	DL123	438.459	420.169	360.688	255.813	148.635	75.458	31.842	14.599	2.248	
	DL124	384.096	343.838	274.765	210.254	181.724	155.661	104.245	59.964	22.980	
	DL125	381.227	329.858	248.526	171.274	138.554	144.693	144.229	109.209	68.760	
	DL126	382.232	324.861	234.687	145.524	99.057	101.170	133.233	159.289	156.964	
	DL134	306.808	288.286	272.990	251.311	223.399	184.449	120.715	67.685	25.362	
	DL135	303.835	274.209	246.667	212.252	180.189	173.300	160.286	116.268	67.932	
	DL136	304.842	269.217	232.837	186.544	140.703	129.820	149.298	166.355	156.138	
	DL145	249.661	197.998	160.793	166.835	213.508	253.985	233.467	165.590	91.435	
	DL146	250.710	193.010	146.959	141.087	173.981	210.500	222.479	215.712	179.652	
	DL156	247.836	179.023	120.739	102.080	130.815	199.579	262.666	265.291	227.081	
	DL234	189.405	266.415	310.072	294.506	255.454	202.711	128.917	70.242	25.587	
	DL235	186.372	252.288	283.741	255.463	212.231	191.453	168.221	118.393	66.047	
	DL236	187.411	247.263	269.905	229.715	172.737	147.968	157.231	168.478	154.253	
	DL245	132.241	176.082	197.869	210.013	245.551	272.144	241.445	167.760	89.567	
	DL246	133.235	171.044	184.022	184.257	206.019	228.653	230.451	217.842	177.773	

좌측편재하	DL256	130.418	157.116	157.827	145.305	162.905	217.782	270.650	267.429	225.204	
	DL345	54.798	120.417	195.968	250.987	287.187	300.787	257.506	174.824	88.741	
	DL346	55.839	115.393	182.131	225.268	247.655	257.262	246.509	224.903	176.945	
	DL356	53.026	101.467	155.968	186.283	204.540	246.389	286.707	274.489	224.376	
	DL456	8.811	27.596	71.384	141.382	237.926	327.208	360.142	324.141	248.230	
	DL1234	366.320	366.314	338.470	281.060	224.704	171.655	106.961	58.015	20.870	
	DL1235	363.794	354.530	316.549	248.532	188.736	162.328	139.879	98.350	55.734	
	DL1236	364.625	350.389	305.024	227.081	155.807	126.051	130.729	140.115	129.240	
	DL1245	318.655	291.027	244.964	210.650	216.474	229.556	200.883	139.473	75.300	
	DL1246	319.520	286.857	233.437	189.194	183.539	193.272	191.695	181.231	148.800	
	DL1256	317.155	275.248	211.636	156.731	147.593	184.238	225.213	222.560	188.310	
	DL1345	254.137	244.662	243.418	244.824	251.169	253.422	214.252	145.366	74.625	
	DL1346	255.002	240.492	231.892	223.370	218.239	217.144	205.103	187.131	148.132	
	DL1356	252.620	228.837	210.045	190.898	182.287	208.106	238.620	228.459	187.641	
	DL1456	207.532	165.351	138.504	153.021	210.025	275.333	299.593	269.584	207.247	
	DL2345	156.279	226.391	274.321	280.791	277.857	268.545	220.893	147.174	73.083	
	DL2346	157.140	222.219	262.765	259.373	244.931	232.302	211.744	188.905	146.580	
	DL2356	154.762	210.568	240.952	226.867	209.005	223.225	245.220	230.224	186.081	
	DL2456	109.668	147.075	169.373	188.986	236.744	290.453	306.224	271.346	205.647	
	DL3456	45.150	100.710	167.828	223.163	271.443	314.324	319.632	277.246	204.979	
	DL12345	364.761	370.699	354.420	316.444	289.733	271.314	220.569	146.862	73.725	
	DL12346	365.620	366.523	342.856	294.984	256.796	235.029	211.411	188.587	147.220	
	DL12356	363.255	354.914	321.054	262.519	220.846	225.989	244.892	229.909	186.723	
	DL12456	318.105	291.371	249.462	224.631	248.582	293.219	305.901	271.041	206.335	
	DL13456	253.632	245.016	247.920	258.807	283.277	317.052	319.303	276.936	205.664	
	DL23456	155.726	226.735	278.791	294.810	310.002	332.208	325.905	278.697	204.061	
	DL123456	364.205	371.036	358.879	330.418	321.835	334.942	325.618	278.432	204.764	
ENV		438.459	430.241	378.193	344.606	328.464	345.069	377.945	427.357	448.394	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1927.582	1859.987	1786.304	1739.827	1719.275	1728.468	1769.796	1854.882	1952.329	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 57.853 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.315 m , La = 11.625 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.405 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.315 + 0.405 × 57.853 = 24.724 m

▷ 마찰손실량 산정

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

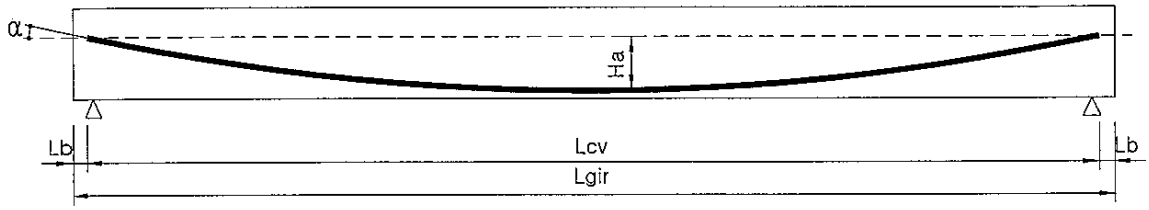
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 277806 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 246213 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 49.130 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

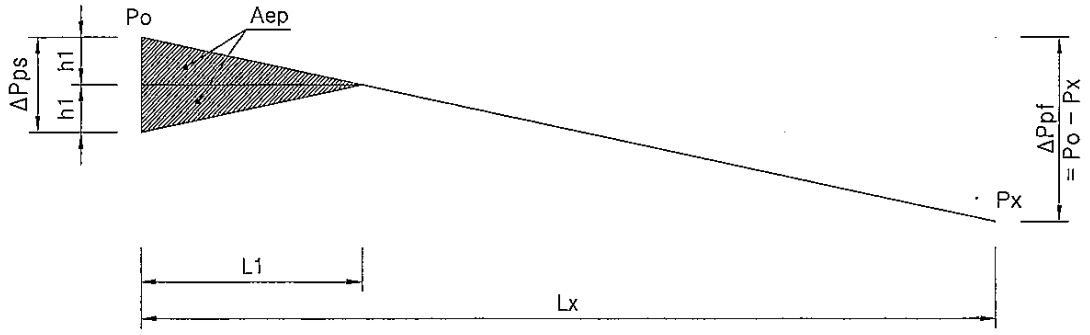
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	1.625	0.002693	0.13154	49.273	24.636	0.250	0.005	469619
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	441013
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	412094
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	382950

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	24.565	5011	1508400	17.349	173888	0
C2	24.565	5011	1508400	17.349	173888	0
T1	24.724	11236	1165080	10.183	228832	0
T2	24.636	19062	2663040	11.820	450611	0
T3	24.599	17928	2663040	12.188	437002	0
T4	24.576	16768	2663040	12.602	422634	0
T5	24.565	15589	2663040	13.070	407500	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 … fpsN
- ②강선 경우 : fps3 + fps4 … fpsN
- ③강선 경우 : fps4 … 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 - ΔPpf - ΔPps
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 1.01095 m^2 , Inet = 0.87631 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 8215500 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3250000	-469619	0	2780381	-1.002517	4
T3	3250000	-441013	0	2808987	-1.002517	1
T4	3250000	-412094	0	2837906	-1.002517	2
T5	3250000	-382950	0	2867050	-1.002517	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.000	18.125	-2.350	15.776	108.536	240.864
T4	6.062	12.063	-2.350	9.714	66.830	148.309
T5	6.124	5.939	-2.350	3.589	24.695	54.803
T2	5.939	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	24.125	36.127	-9.399	26.729	183.895	408.100

Δfpe의 평균치 : 45.974 MPa

ΔPpe의 평균치 : 102.025 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	-690000	123106	0	0	-566894	1.34748	-763880
C2	-690000	123106	0	0	-566894	1.34748	-763880
PS강봉 소계(압축)					-1133787	1.34748	-1527759
T1	1380000	-277806	0	0	1102194	-1.01252	-1115990
T2	3250000	-469619	0	35875	2816256	-1.00252	-2823344
T3	3250000	-441013	0	-240864	2568123	-1.00252	-2574586
T4	3250000	-412094	0	-148309	2689598	-1.00252	-2696366
T5	3250000	-382950	0	-54803	2812248	-1.00252	-2819325
PS강연선 소계(인장)					11988418	-1.00383	-12029610

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5124.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2679.60	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3297.60	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5124.50}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			7.995	-5.762	47.480	-33.056	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2679.60}{1.97981} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fal	MPa	1.443	1.150	1.278	-2.241	7.178	-13.422	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3297.6 + 0}{1.97981} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fll	MPa	1.775	1.415	1.573	-2.758	8.834	-16.517	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.672} + n \cdot \frac{549.1}{1.9798} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.083	4.138	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.18 = 152.020$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.27 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.11 + -2.07 = -7.18$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \quad -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5125}{0.96846} \quad -0.965 = -5.106 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2680}{1.97981} \quad -1.532 = -2.073 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -152.020 \times 0.0098 = -1497.051$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1497.051}{1.6720} + n \cdot \frac{2293.116}{1.9798} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fcr	MPa	0.429	0.178	0.198	-2.813	0.346	17.282	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 450.99\ + 47.48\ + 7.18\ ) \times 0.03 = 15.169\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.169 \times 0.0025 = -38.136\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.136}{1.6720} + n \cdot \frac{-31.242}{1.9798} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	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	286.132	0.000	36.400	152.020	5.550
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	152.020	9.149
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	152.020	22.522
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	152.020	19.263
T5	0.002219	172.5621	-24.695	36.400	152.020	15.969
Σ	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	760.102	72.453
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	152.020	14.491

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.491 \times 0.0098 = -142.70\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-142.70}{1.6720} + n \cdot \frac{218.58}{1.9798} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgs	MPa	0.041	0.017	0.019	-0.268	0.033	1.647	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2788992000 = 385.797$

$B = 1 + m = 1 + 385.797 = 386.797$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 385.797 \times 0.12 = -44.785$ m

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

$= 2.283 + 0.888 + 385.797 \times 0.005 + 385.797 \times 0.014$

$= 10.578$

$P = (1383.68 + 1153.05082) / 2 \times (138.7 \times 71)$

$= 12490482$ 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)

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

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

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

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

$= -1673009.932$ N

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

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

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

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

$= -199234.558$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 115571.901$ N

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

$= 13381.291$ 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

$= 2.814$ MPa

$f_{C2} = - N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.945$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.789$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.533$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.178$ MPa

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

$= -0.220$ MPa

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

$= 0.399$ MPa

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

$= -0.105$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.814	2.945	-5.789	1.533	-5.310	1.358	
fsh2	MPa	-0.178	-0.220	0.399	-0.105	0.366	-0.093	
f2	MPa	2.636	2.725	-5.389	1.428	-4.943	1.265	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G8거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5514.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2365.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3762.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5514.70}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.604	-6.201	51.096	-35.573	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2365.80}{1.99444} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fal	MPa	1.256	0.999	1.110	-1.974	6.228	-11.826	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3762.4 + 0}{1.99444} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fll	MPa	1.997	1.589	1.766	-3.139	9.905	-18.807	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{549.1}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fsh	MPa	0.100	0.040	0.045	-0.671	0.068	4.122	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.31 = 151.092$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.49 + -1.82 = -7.31$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \quad -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5515}{0.96846} \quad -0.965 = -5.495 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2366}{1.99444} \quad -1.532 = -1.817 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -151.092 \times 0.0098 = -1487.912$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1487.912}{1.6850} + n \cdot \frac{2279.117}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fcr	MPa	0.415	0.168	0.187	-2.785	0.283	17.109	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 450.99\ + 51.10\ + 6.23\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.249\ \text{Mpa}$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.249 \times 0.0025 = -38.337\ \text{kN}$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.337}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.407}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.037	0.003	-0.230	0.010	

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	286.132	0.000	36.400	151.092	5.596
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	151.092	9.196
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	151.092	22.568
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	151.092	19.310
T5	0.002219	172.562	-24.695	36.400	151.092	16.016
Σ	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	755.462	72.685
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	151.092	14.537

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.537 \times 0.0098 = -143.16\ \text{kN}$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-143.16}{1.6850} + n \cdot \frac{219.28}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgs	MPa	0.040	0.016	0.018	-0.268	0.027	1.646	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00279936 = 384.368$

$B = 1 + m = 1 + 384.368 = 385.368$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 384.368 \times 0.12 = -44.613\ m$

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

$= 2.283 + 0.888 + 384.368 \times 0.005 + 384.368 \times 0.014$

$= 10.551$

$P = (1383.68 + 1154.05294) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12495416\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1768132.612\ N$

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

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

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

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

$= -211036.439\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 115719.619\ N$

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

$= 13396.585\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.983$ MPa

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

$= 3.081$ MPa

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

$= -6.118$ MPa

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

$= 1.621$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.177$ MPa

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

$= -0.219$ MPa

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

$= 0.400$ MPa

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

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.983	3.081	-6.118	1.621	-5.612	1.436	
fsh2	MPa	-0.177	-0.219	0.400	-0.106	0.367	-0.094	
f2	MPa	2.806	2.861	-5.719	1.515	-5.246	1.343	

10.3 G9거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5142.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2499.20	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4549.30	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5142.50}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.024	-5.782	47.647	-33.172	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2499.20}{1.98226} \cdot y$$

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	1.183	0.943	0.943	-1.657	0.818	-1.533	
fal	MPa	1.342	1.070	1.189	-2.089	6.676	-12.514	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4549.3 + 0}{1.98226} \cdot y$$

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	1.183	0.943	0.943	-1.657	0.818	-1.533	
fll	MPa	2.443	1.947	2.164	-3.803	12.152	-22.779	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6742} + n \cdot \frac{549.1}{1.9823} \cdot y$$

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	1.183	0.943	0.943	-1.657	0.818	-1.533	
fsh	MPa	0.102	0.042	0.047	-0.673	0.080	4.135	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.06 = 152.889$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.27 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.12 + -1.93 = -7.06$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \quad -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5143}{0.96846} \quad -0.965 = -5.124 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2499}{1.98226} \quad -1.532 = -1.931 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -152.889 \times 0.0098 = -1505.601$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1505.601}{1.6742} + n \cdot \frac{2306.212}{1.9823} \cdot y$$

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	1.183	0.943	0.943	-1.657	0.818	-1.533	
fcr	MPa	0.429	0.178	0.198	-2.827	0.338	17.370	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 450.99\ + 47.65\ + 6.68\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.159\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.159 \times 0.0025 = -38.111\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.111}{1.6742} + n \cdot \frac{-31.221}{1.9823} \cdot y$$

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	1.183	0.943	0.943	-1.657	0.818	-1.533	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	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	286.132	0.000	36.400	152.889	5.506
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	152.889	9.106
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	152.889	22.478
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	152.889	19.220
T5	0.002219	172.562	-24.695	36.400	152.889	15.926
Σ	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	764.443	72.236
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	152.889	14.447

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.447 \times 0.0098 = -142.27\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-142.27}{1.6742} + n \cdot \frac{217.93}{1.9823} \cdot y$$

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	1.183	0.943	0.943	-1.657	0.818	-1.533	
frgs	MPa	0.041	0.017	0.019	-0.267	0.032	1.641	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00279936 = 384.368$

$B = 1 + m = 1 + 384.368 = 385.368$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 384.368 \times 0.12 = -44.613\ m$

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

$= 2.283 + 0.888 + 384.368 \times 0.005 + 384.368 \times 0.014$

$= 10.551$

$P = (1383.68 + 1152.11334) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12485866\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1679738.461\ N$

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

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

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

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

$= -200050.600\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 115719.619\ N$

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

$= 13396.585\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.815$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.945$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.812$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.539$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.177$ MPa

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

$= -0.219$ MPa

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

$= 0.400$ MPa

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

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.815	2.945	-5.812	1.539	-5.331	1.364	
fsh2	MPa	-0.177	-0.219	0.400	-0.106	0.367	-0.094	
f2	MPa	2.638	2.726	-5.412	1.434	-4.964	1.270	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.833

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.995	-5.762	47.480	-33.056	
4	fal	1.443	1.150	1.278	-2.241	7.178	-13.422	
5	fll	1.775	1.415	1.573	-2.758	8.834	-16.517	
6	fsh	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.083	4.138	
7	fcr	0.429	0.178	0.198	-2.813	0.346	17.282	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.009	
9	frgs	0.041	0.017	0.019	-0.268	0.033	1.647	
10	f2	2.636	2.725	-5.389	1.428	-4.943	1.265	
계		6.388	5.495	7.445	4.525	509.770	-1256.036	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	±2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	±0.0022
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	±1267.235
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 : 0.834

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.604	-6.201	51.096	-35.573	
4	fal	1.256	0.999	1.110	-1.974	6.228	-11.826	
5	fll	1.997	1.589	1.766	-3.139	9.905	-18.807	
6	fsh	0.100	0.040	0.045	-0.671	0.068	4.122	
7	fcr	0.415	0.168	0.187	-2.785	0.283	17.109	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.037	0.003	-0.230	0.010	
9	frgs	0.040	0.016	0.018	-0.268	0.027	1.646	
10	f2	2.806	2.861	-5.719	1.515	-5.246	1.343	
계		6.575	5.641	7.735	4.092	513.122	-1259.359	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	1267.235
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 : 0.833

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.024	-5.782	47.647	-33.172	
4	fal	1.342	1.070	1.189	-2.089	6.676	-12.514	
5	fll	2.443	1.947	2.164	-3.803	12.152	-22.779	
6	fsh	0.102	0.042	0.047	-0.673	0.080	4.135	
7	fcr	0.429	0.178	0.198	-2.827	0.338	17.370	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.009	
9	frgs	0.041	0.017	0.019	-0.267	0.032	1.641	
10	f2	2.638	2.726	-5.412	1.434	-4.964	1.270	
계		6.958	5.946	7.951	3.605	512.719	-1261.422	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	1267.235
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	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5124.50	30891	0.9685	42.84
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9798	7.06
프리스트레스 도입직후	-13557.37	30891	0.8763	-125.26
프리스트레스 손실	2400.38	30891	1.9798	9.82
활하중	3297.60	30891	1.9798	13.49

(2) G2~G8 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5514.70	30891	0.9685	46.10
합성후 고정하중	2365.80	30891	1.9944	10.00
프리스트레스 도입직후	-13557.37	30891	0.8763	-125.26
프리스트레스 손실	2400.38	30891	1.9798	9.82
활하중	3762.40	30891	1.9798	15.39

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.47$

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 259.443 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

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} =$ 0.48

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25(=$ 656 일 < 1500 일

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

= 1.47 ×2.425 ×0.482 = 1.718

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

= 1.718 × 0.48 = 0.825

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.22

여기서, h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 259.443

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

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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25(=$ 656 일 < 1500 일

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

= 1.22 ×2.425 ×0.391 = 1.157

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

= 1.157 × 0.98 = 1.134

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -125.26) = -40.72 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 42.84 + 7.06 + -115.44)

= 11.76 mm

(4) G2~G8 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -125.26) = -40.72 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 46.10 + 10.00 + -115.44)

= 18.78 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G8 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-49.35	-49.35	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-90.07	-90.07	
바닥판 타설 후	-47.23	-43.97	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-18.60	-5.37	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	13.49	15.39	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 mm

(1) G1 거더

δv = 13.49 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G8 거더

δv = 15.39 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 27915320.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2750.0	mm	(압축 플랜지의 폭)		
dp =	2716.0	mm			
Ap1 =	0.0098477	m^2	= 9847.7	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) = 0.001318

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)] = 1842.4 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 287.5 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 287.5 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.090

qp (=0.09) < 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)] = 58882.89 kN · m

Φ · Mn (=58882.889) > Mu (=27915.32) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -34183.653 kN · m

fpe = 23.484 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

1.2 · Mcr (=-34183.653 < Φ · Mn (=58882.889) ---------- 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	725.88	5.54
합성전	406.95	1.63
합성후	291.97	23.54
활하중	242.90	26.20

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2374.5 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) = 12493.9 kN · m

fpe = 23.484 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 89.05 kN · m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 725.88 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1430.83 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 201998.06 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 201998.06 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10597129 N = 10597.13 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10597.1 kN

3) øVc = 0.80 × 10597.1 = 8477.7 kN

1/2 øVc = 4,238.852 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

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	695.79	385.42
합성전	398.07	219.74
합성후	283.79	134.80
활하중	239.06	128.68

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2304.9 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 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 12493.9 kN·m

fpe = 23.484 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 737.56 kN·m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 695.79 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1400.40 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 24549.20 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 24549.20 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4489918.77 N = 4489.92 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4489.9 kN

3) øVc = 0.80 × 4489.9 = 3591.9 kN

1/2 øVc = 1,795.968 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1950mm) 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	403.42	5126.10
합성전	254.52	3136.00
합성후	150.77	2079.50
활하중	190.10	1732.70

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1460.0 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) = 12493.9 kN·m

fpe = 23.484 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 10505.46 kN·m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 403.42 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 935.59 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 1647.65 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 1647.65 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4489918.77 N = 4489.92 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 1647.6 kN

3) øVc = 0.80 × 1647.6 = 1318.1 kN

1/2 øVc = 659.059 kN

∴ Vu > øVc, 전단 보강철근 계산

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

Avall = Max(Av, Avmin) = 113.718 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

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.193$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 957000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.193 \times 957000 = 184701$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 184701 /(2.75 \times 0.80)$

$= 0.168$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 1424.8 x 1000 /(0.800 x 2.272) = 0.784 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 242.9 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.134 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.784 + 2.15 x 0.134

= 1.307 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(0.784 + 0.134 + 0.054)

= 1.264 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.054 + 0.168)

= 0.289 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 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

※ 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

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

※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

③ 중앙부

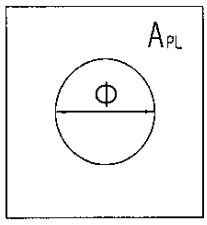
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 m²
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

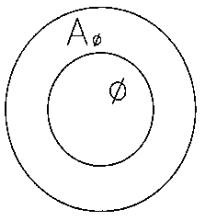
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

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	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,250,000	2,816,256	2,344,940
T3	3,250,000	2,568,123	2,138,333
T4	3,250,000	2,689,598	2,239,478
T5	3,250,000	2,812,248	2,341,602

* 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	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/16연선	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	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	O.K
T3	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	O.K
T4	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	O.K
T5	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	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	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/16연선	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	15.2/16연선	2,816,256	0.107	26.3	33.9	O.K
T3	15.2/16연선	2,568,123	0.107	24.0	33.9	O.K
T4	15.2/16연선	2,689,598	0.107	25.1	33.9	O.K
T5	15.2/16연선	2,812,248	0.107	26.3	33.9	O.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 295 mm

h(정착단면의 치수) = 2600 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.137706146

∑Po (도입긴장력) = 13000000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 13000000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 13000000 × sin 0.13771

= 3038840.0 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 3038839.95 / (0.8 × 300.0) = 15194.2 mm^2

e = 2600 / 2 - (250 x 4 + 500 x 2 + 500 x 1) / 4

= 675 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.13771

= 0.5 × (2600 - 2 × 67.50) + 5 × 67.50 × sin 0.13771

= 1233.3 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 × 1233.3 = 3083.25 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 × 3038839.950 = 60776.799 N

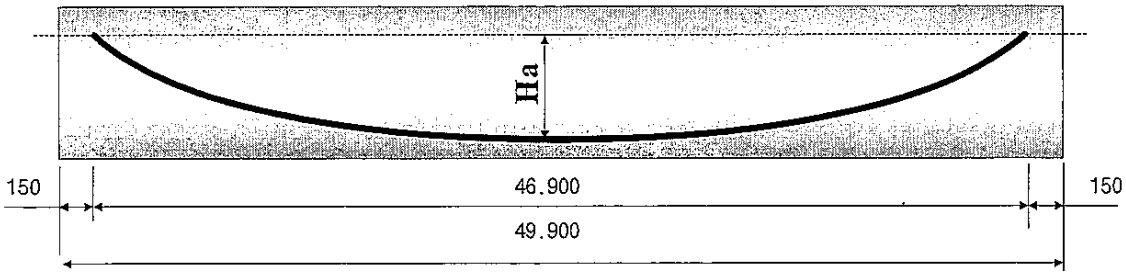
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 60776.799 / 180 = 337.649 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	49.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	2.360	49.449	0.40464
T2	0.0022192	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0022192	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0022192	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0022192	200000	0.125	49.131	0.01018

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

△L = (Po + Pnet)×(Lps/2)/(Ap×Ep)

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	△L(mm)
C1	5	-690.00	-566.89	49.130	-122.815
C2	5	-690.00	-566.89	49.130	-122.815
T1	5	1380.00	1102.19	49.449	316.051
T2	4	3250.00	2816.26	49.273	336.723
T3	1	3250.00	2568.12	49.199	322.463
T4	2	3250.00	2689.60	49.151	328.878
T5	3	3250.00	2812.25	49.131	335.530

17. 신축이음의 설계 (복현삼교 A1, A2)

가) 신축량 계산 (BICON 거더교)

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$ -신축거더의 길이는 고정단으로부터의 거리(도로교 설계기준 2005 2.4.2.2)

여기서, ΔT : 온도변화 (40 ℃) -콘크리트교의 경우 온도변화 40℃(도로설계요령 6.2.2)

α : 선팽창계수(0.00001) 강교:1.2*10-5 콘크리트교:1.0*10-5

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 50 = 0.0200 m

② 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 50 = 0.005 m

③ creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 50 = 0.010 m

④ 신축 여유량

(20 mn+ 5.000 mn + 10.000 mn) × 20 % + 10.0 mn = 17.0 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 20 mn + 5.000 mn + 10.000 mn + 17.0 = 52.0 mm

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	20.0	5.0	10.0	17.0	52.0	

(S2)

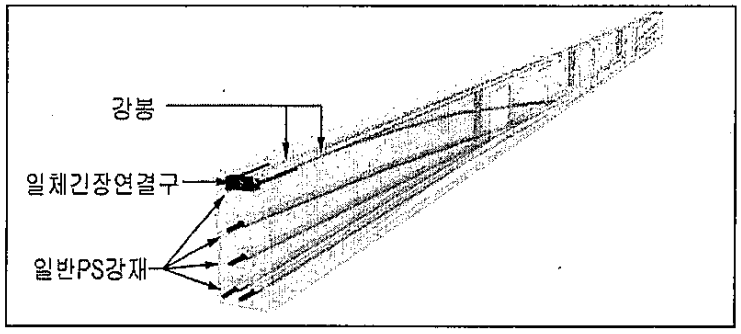
1. 설 계 개 요

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

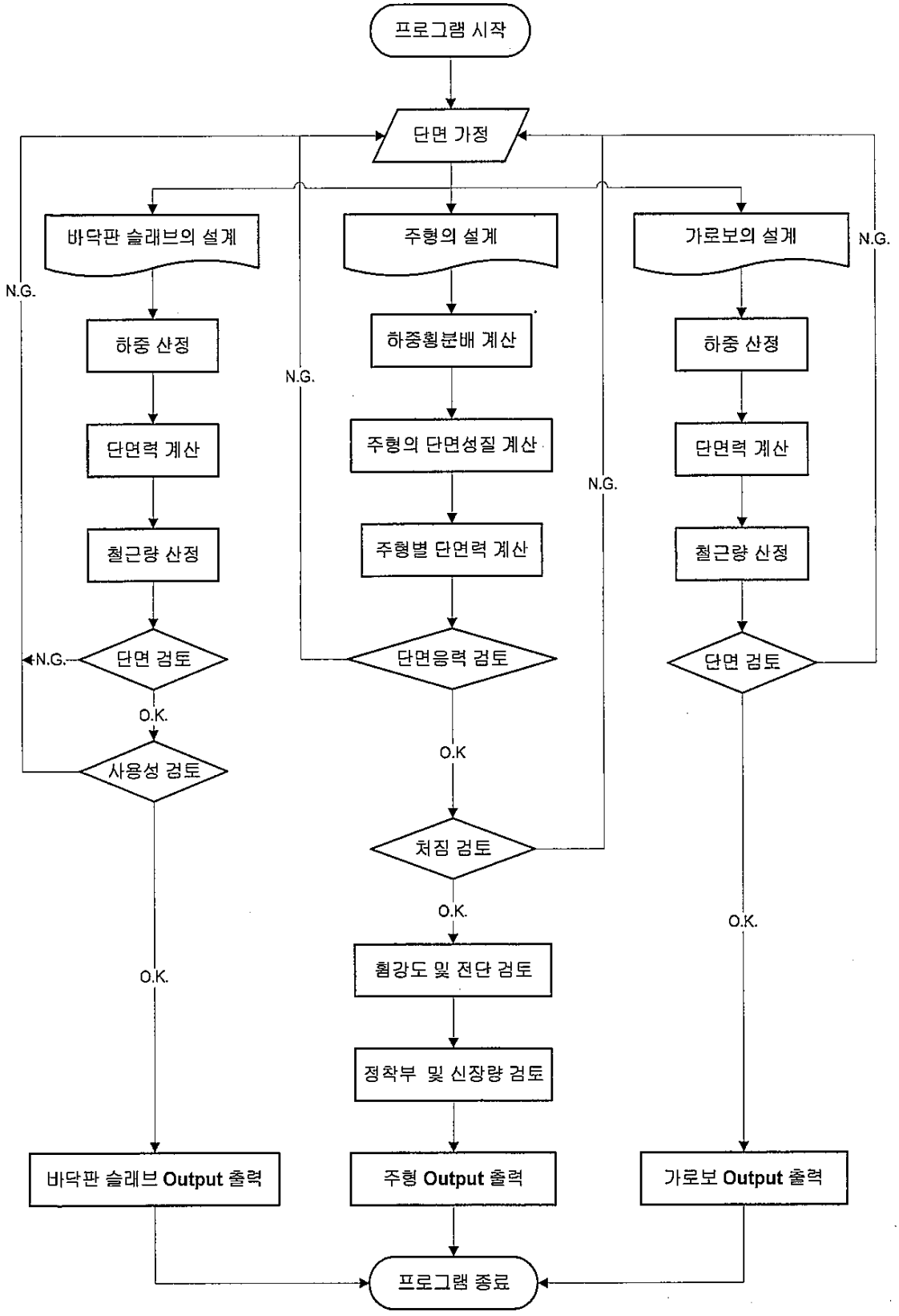
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2003.
- 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.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
N.G.
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 : 복현3교S2
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 50.000 m

(2) 거 더 전 장 : 49.900 m

(3) 설 계 지 간 : 49.000 m

(4) 교 량 폭 원 : 24.640 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 + 49) = 0.169 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

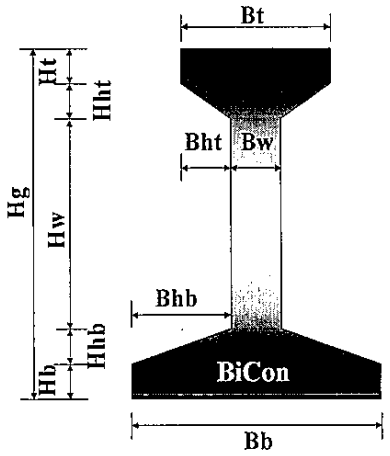
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

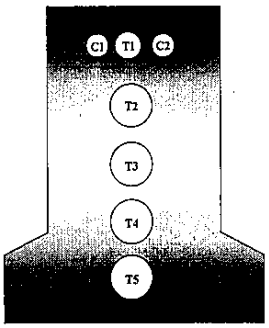
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

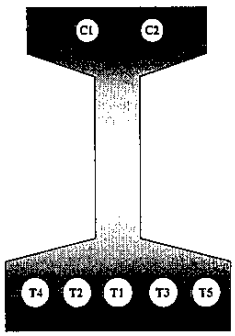
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-690kN	-690kN	1380kN	3250kN	3250kN	3250kN	3250kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2475mm	2475mm	2475mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2475mm	2475mm	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.

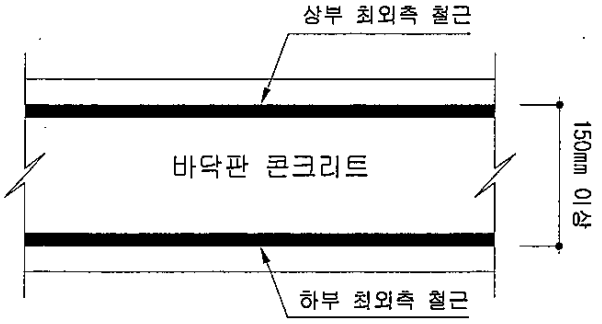
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ㎜ ≥ 150 ㎜ ---------- 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 내측 바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

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

1.533 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

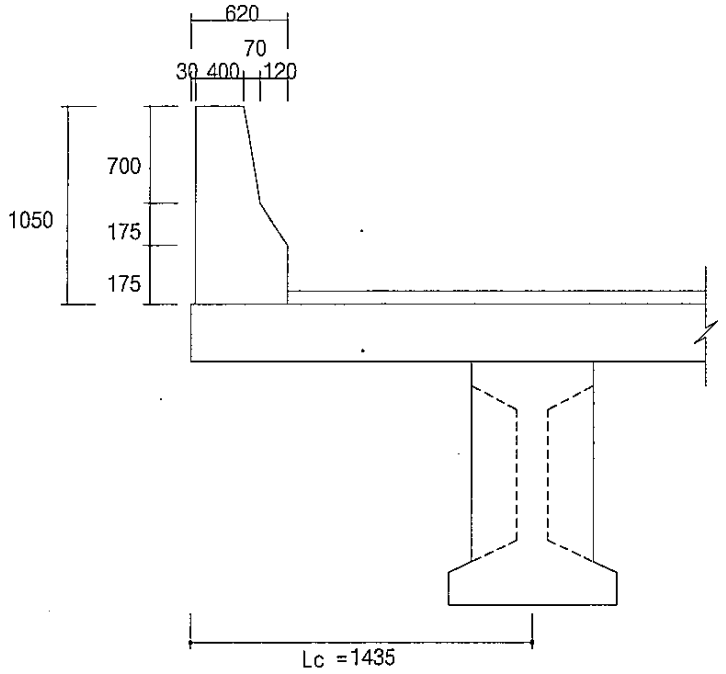
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

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 = 0.115 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 212.20 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	0.762	9.544
바닥판	0.248	25.000	6.200	0.518	3.209
포 장	0.021	23.500	0.488	0.208	0.101
방음판			2.000	0.805	1.610
합 계			21.213		14.464

(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 = 1.232 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 / 1.232) · 0.115 · (1 + 0.300) = 11.649 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=1030m이며 중심각이 5.591° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1030 = 7.7%

Pcf = (96 / 1.232) · 0.077 = 5.977 kN

Mcf = 5.977 × 1.800 = 10.758 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	14.464	
2	활하중	Ml	11.649	
3	풍하중	Mw	6.863	활하중 재하시
			15.281	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.758	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	57.835	36.871	
Case 2	38.668	29.745	
Case 3	52.393	43.734	
Case 4	47.933	36.871	
Case 5	50.378	43.734	
Case 6	78.266	60.204	
Case 7	63.693	53.078	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	78.266	
사 용 하 중	60.204	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 78265655.8 (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 - 78265655.8 = 0 에서

As(req) = 1369.678 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0076

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1369.678

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1369.678 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1826.237

(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 = 78.266 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 = 1.035 × 1000 / 10 = 103.5 mm

Tcan (240mm) > Tmin (103.5mm) ---------- 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 = 60.204 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 229.663 MPa

Fsmax (=229.663 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 / 229.66) - 2.5 × 52.00 = 212.894 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 229.66) = 274.315 mm

Sa는 작은 값인 212.894 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 212.894 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 11.649 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 44.439 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 = 917.684 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) = 917.684 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 917.684 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	14.464	
2	활하중	Ml	11.649	
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			68.895	
Case 2	1.3		1.3		49.136	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.552	
Case 4	1.3	2.6	1.3		79.424	
Case 5	1.2		1.2	1.2	53.591	
적 용					79.424	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 79424411.7 (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 = 2865.000 × 400.000 = 1146000.000

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

T = C 이므로, a = 49.935 mm , c = 49.935 / β1

= 49.935 / 0.85 = 42.444 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 42.444) / 42.444

= 0.0097

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 - 79424411.7 = 0 에서

As(req) = 1391.534 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0077

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1391.534

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1855.379

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2739.356

∴ As = 2739.356 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2865.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

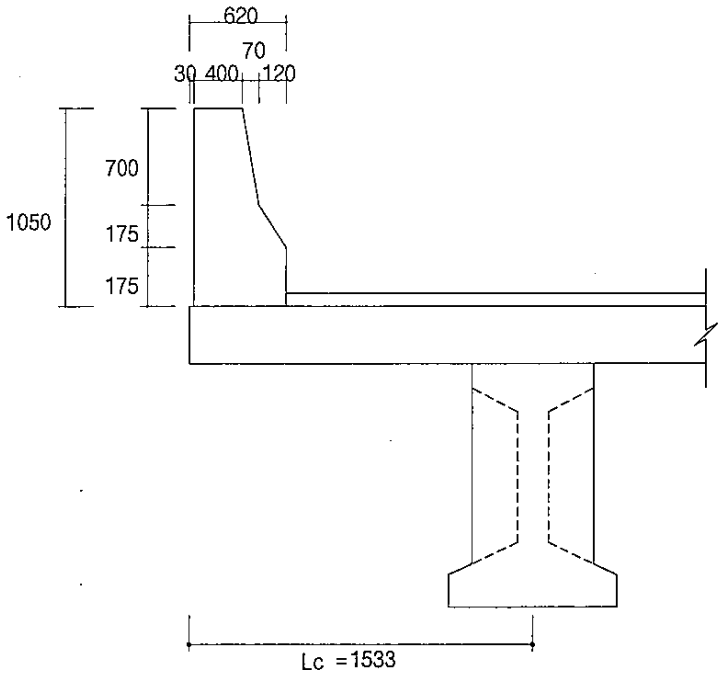
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 151.017 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 49.935 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 151.017 kN · m > Mu = 79.424 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 = 0.213 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 239.64 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 239.640 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	0.501	25.000	12.525	0.860	10.772
바닥판	0.272	25.000	6.800	0.567	3.852
포 장	0.026	23.500	0.603	0.257	0.155
방음판			2.000	0.903	1.806
합 계			21.928		16.585

(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 = 1.310 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 / 1.310) · 0.213 · (1 + 0.300) = 20.286 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=1030m이며 중심각이 5.591° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 10000 / 1030 = 7.7%

Pcf = (96 / 1.310) · 0.077 = 5.619 kN

Mcf = 5.619 × 1.800 = 10.114 kN · m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.585	
2	활하중	Ml	20.286	
3	풍하중	Mw	6.863	활하중 재하시
			15.281	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	10.114	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	78.323	46.985	
Case 2	41.425	31.866	
Case 3	65.541	53.847	
Case 4	61.080	46.985	
Case 5	63.020	53.847	
Case 6	91.413	70.318	
Case 7	66.238	55.199	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	91.413	
사 용 하 중	70.318	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : M_u = 91413028.6 (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 = 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 (mm^2)

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 91413028.6 = 0 에서

As(req) = 1620.875 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0090

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1620.875

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1620.875 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 2161.167

(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

$\phi_f \cdot M_n$ = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 109.857 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 34.614 mm

∴ $\phi_f \cdot M_n$ = 109.857 kN · m > M_u = 91.413 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 = 1.133 × 1000 / 10 = 113.3 mm

Tcan (240mm) > Tmin (113.3mm) ---------- 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 = 70.318 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01103

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.341

j = 1 - (k / 3) = 0.886

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 222.081 MPa

Fsmax (=222.081 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 / 222.08) - 2.5 × 52.00 = 224.600 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 222.08) = 283.680 mm

Sa는 작은 값인 224.600 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 224.6 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 20.286 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 64.067 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 = 1085.986 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) = 1085.986 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 1085.986 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.585	
2	활하중	Ml	20.286	
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			108.789	
Case 2	1.3		1.3		51.893	
Case 3	1.3	2.6		0.65	78.764	
Case 4	1.3	2.6	1.3		104.636	
Case 5	1.2		1.2	1.2	56.137	
적 용					108.789	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 108789071.4 (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 = 3368.000 × 400.000 = 1347200.000

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

T = C 이므로, a = 58.702 mm , c = 58.702 / β1

= 58.702 / 0.85 = 49.896 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 49.896) / 49.896

= 0.0078

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 - 108789071.4 = 0 에서

As(req) = 1964.433 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0109

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1964.433

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2619.244

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 3241.750

∴ As = 3241.75 mm^2 이상 사용

3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 22 @ 200 = 1935.500

Σ = 3368.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

4) 설계휨강도

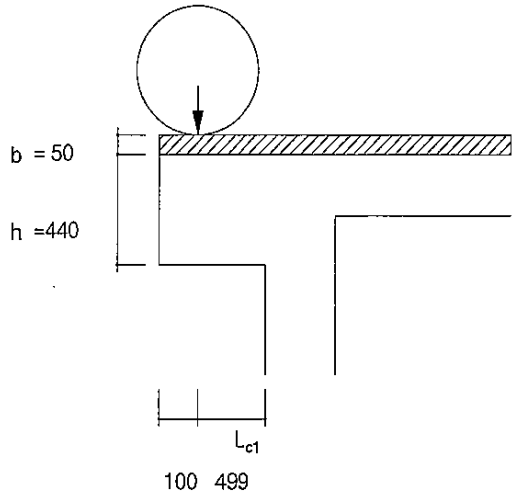
$\phi_f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 172.511 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 58.702 mm

∴ $\phi_f \cdot Mn$ = 172.511 kN · m > Mu = 108.789 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 + 0.499 = 0.599 m

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

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 2.198 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 × 0.499 + 0.98 = 1.155 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 53.934 kN · m

(3) 하중조합

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

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 118.816 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 118815624.4 (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 - 118815624.4 = 0 에서

As(req) = 1486.781 (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) = 1486.781

② As(min) = 868.000 ∴ As = 1486.781 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1982.375

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 16 @ 250 = 794.400

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

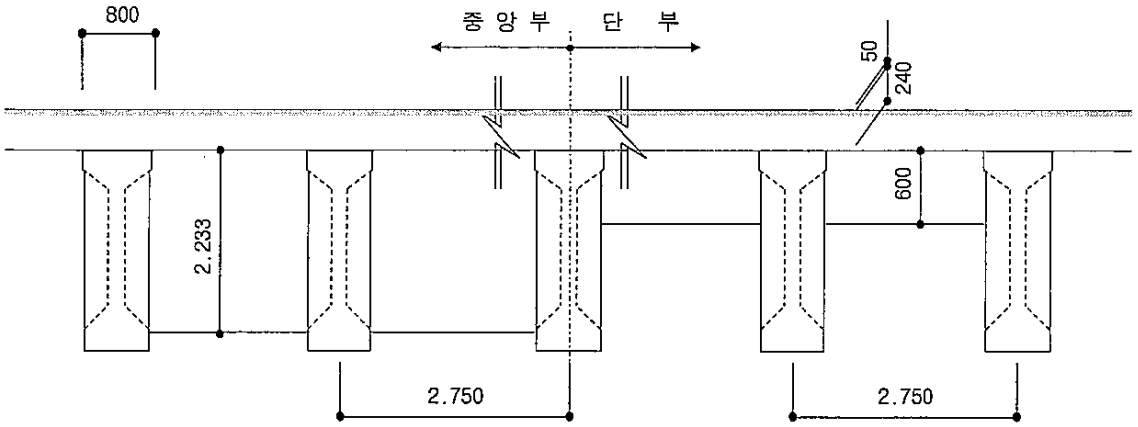
(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 126.488 kN · m

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

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 126.488 kN · m > Mu = 118.816 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

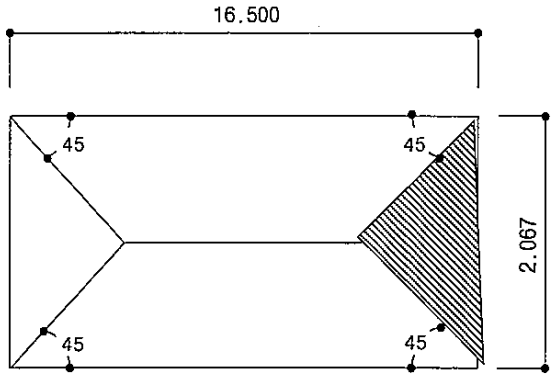
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m

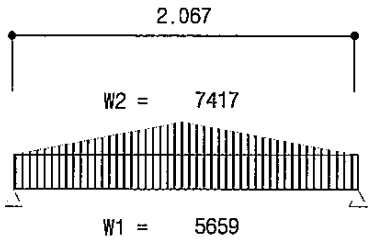
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 − 0.800 = 1.950 m

교량사각 : 70.6 ° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (70.6) = 2.067 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (70.6) = 0.377 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (70.6) × 0.600 × 2500 × 10 = 5659 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.034 × 2500 + 0.050 × 1.034 × 2350) × 10 = 7417 N/m

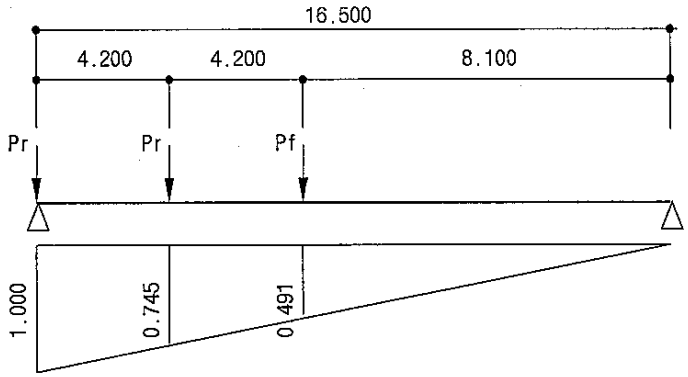
작용 단면력

Rad = 5659 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 7417 × 1/2) × 1/2 = 9684 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5659 \times 2.067^2}{8} + \frac{7417 \times 2.067^2}{12} = 5666 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



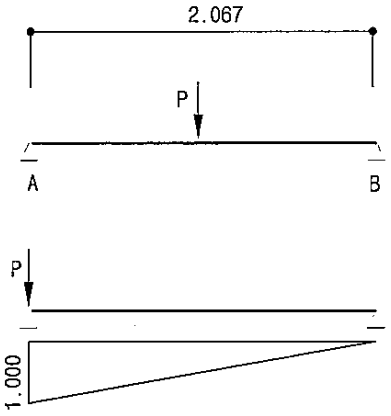
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 \quad < 0.3$$

$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.745\ ) + 18.0 \times 0.491\ )\} \times 1.265 = 170.219\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{170.219 \times 2.067}{4}$$

$$= 87.981 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 170.219 \times 1.000 = 170.219 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	5.666	87.981
Vu	kN	9.684	170.219

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.666 + 2.150 \times 87.981 = 196.524 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 9.684 + 2.150 \times 170.219 = 378.560 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

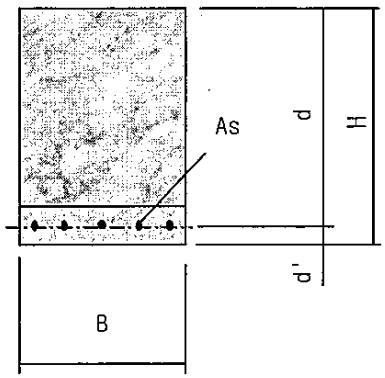
fck = 27 MPa　　fy = 300 MPa

Mu = 196.524 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]

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

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

$= 196524000$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,023.1 ㎟ 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 × 4/3 = 1,364.1 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근	D 25	× 3 EA	=	1520.1	㎟
	D 25	× 0 EA	=	0.0	㎟
			=	1520.1	㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 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 = 196.524 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.067 ÷ 0.770 = 2.685 < 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 = 378.560 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 = 378.560 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)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.685}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.685}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

$$= 734.026 \text{ kN}$$

- 공칭전단강도

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

= 213.389 + 734.026 = 947.415 kN > 853.555 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 853.555 > Vu = 378.560 kN O.K.

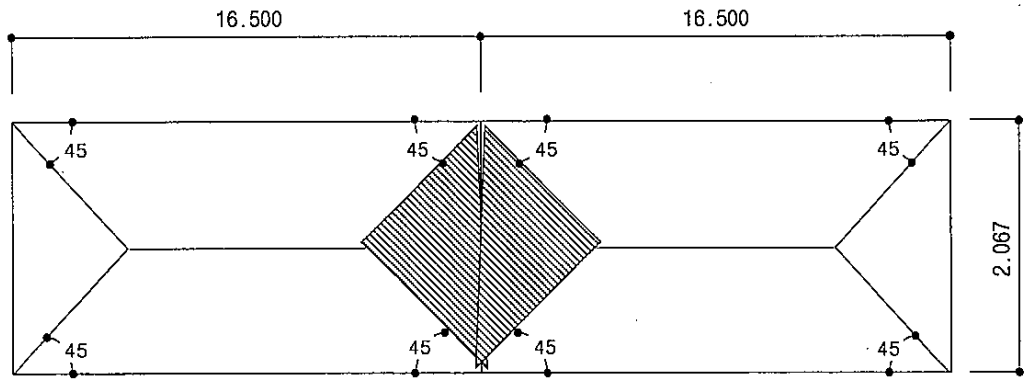
4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.233	m	주 빔 간 격 :	2.750	m		
빔 폭 :	0.300	m	가로보 순지간 :	2.750	− 0.800	=	1.950 m
교량사각 :	70.6	°	가로보 사지간 :	1.950	÷ SIN (70.6)	=	2.067 m

2)작용하중

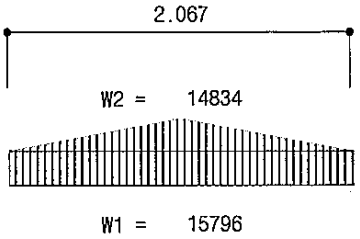
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (70.6) = 0.283 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (70.6) × 2.233 × 2500 × 10 = 15796 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.067 × 2500 + 0.050 × 2.067 × 2350) × 10 = 14834 N/m



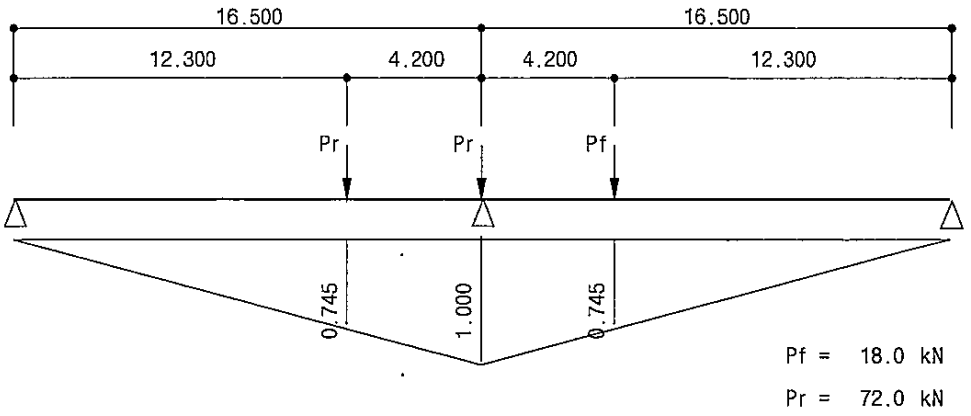
작용 단면력

Rad = 15796 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 14834 × 1/2) × 1/2 = 23996 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{15796 \times 2.067^2}{8} + \frac{14834 \times 2.067^2}{12} = 13724 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

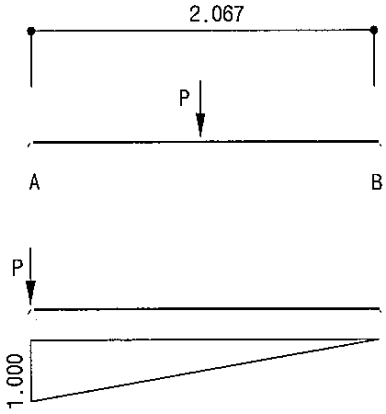
ⓐ DB-24 하중



$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.745) + 18.0 \times 0.745 \} \times 1.265 = 175.966\ kN$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{175.966 \times 2.067}{4}$$

$$= 90.952 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 175.966 \times 1.000 = 175.966 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

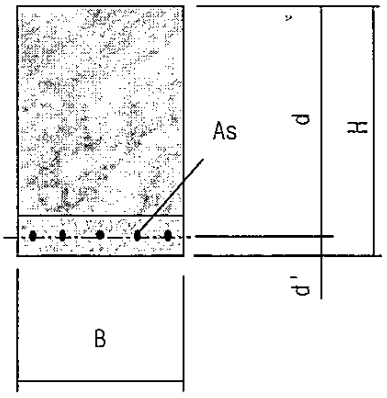
구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	13.724	90.952
Vu	kN	23.996	175.966

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 13.724 + 2.150 \times 90.952 = 213.388 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 23.996 + 2.150 \times 175.966 = 409.522 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 213.388 kN·m

b = 300.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 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 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

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 + 612765 As

= 213388000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 349.3 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 3,121.6 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 465.8 ㎟ 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) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

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

ΦMn = Φfy As jd = 615.271 kN·m > Mu = 213.388 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.067 ÷ 2.403 = 0.860 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 409.522 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN > Su = 409.522 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 mm or 300 mm O.K

Av = 397.2 mm^2 > $0.0025 \cdot bo \cdot Sv$ = 150.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 200 mm < d/5 = 481 mm or 300 mm O.K

Ah = 397.2 mm^2 > $0.0015 \cdot bo \cdot Sh$ = 90.0 mm^2 O.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

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

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ Φ · Vn = 1644.820 > Vu = 409.522 kN O.K.

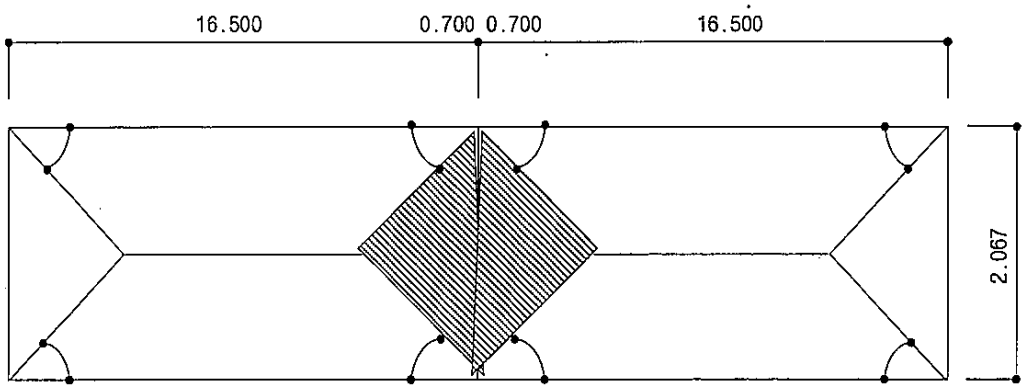
4.5.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	2.233	m	주 빔 간 격 :	2.750	m		
빔 폭 :	1.400	m	가로보 순지간 :	2.750	− 0.800	=	1.950 m
교량사각 :	70.6	°	가로보 사지간 :	1.950	÷ SIN(70.6)	=	2.067 m

2)작용하중

(1)고정하중

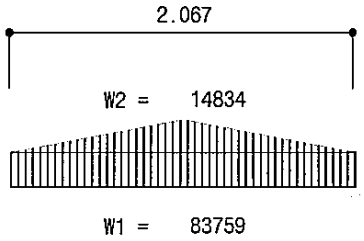


빔 폭: 1.400 × SIN (70.6) = 1.320 m

빔 자 중: 1.400 × SIN (70.6) × 2.233 × 2500 × 10 = 73714 N/m

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

(0.240 × 2.067 × 2500 + 0.050 × 2.067 × 2350) × 10 = 14834 N/m



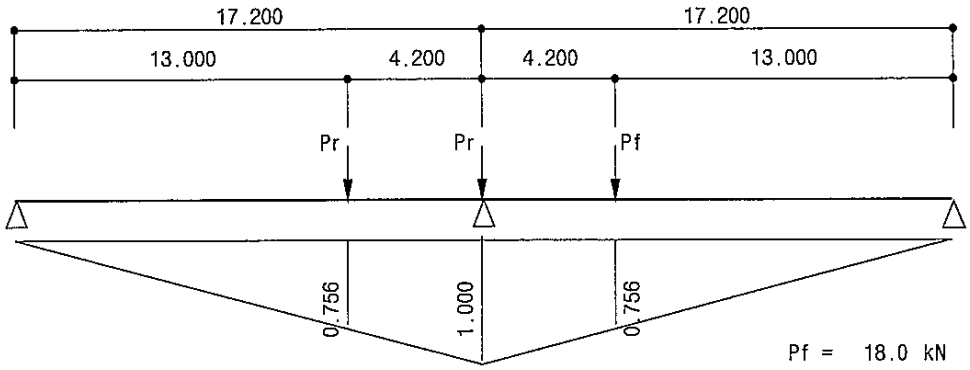
작용 단면력

Rad = 83759 × 2.067 × 1/2 + (2.067 × 14834 × 1/2) × 1/2 = 94252 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{83759 \times 2.067^2}{8} + \frac{14834 \times 2.067^2}{12} = 50037 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-18 하중



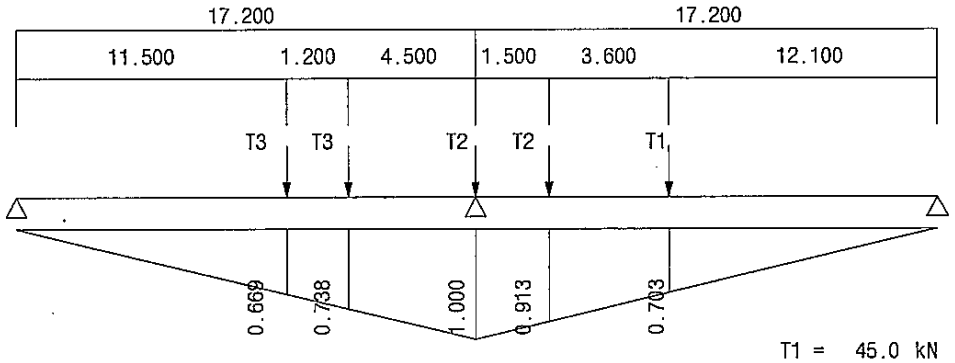
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 17.200} = 0.262 < 0.3$$

P (L+i) = { 72.0 × (1.000 + 0.756) + 18.0 × 0.756)} × 1.262 = 176.764 kN

ⓑ Tank-Trailer 하중



T1 = 45.0 kN

T2 = 90.0 kN

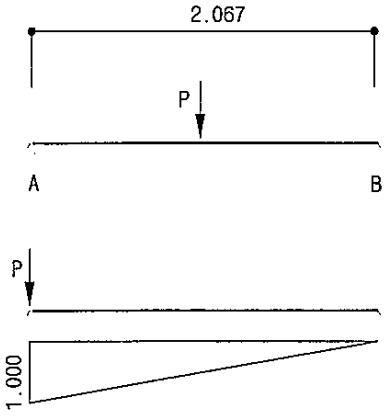
T3 = 65.0 kN

$$충격계수(i) = \frac{15}{40 + 17.200} = 0.262 < 0.3$$

$$Ptr\ (L+i) = \{\ 65.0 \times (\ 0.669 + 0.738\ ) + 90.0 \times (\ 1.000 \times 0.913\ ) + 45.0 \times 0.703\ )\} \times 1.262$$

$$= 372.690\ kN$$

작용 단면력



$$mi = \frac{PL}{4} = \frac{372.690 \times 2.067}{4}$$

$$= 192.632\ kN \cdot m$$

$$RAI = 372.690 \times 1.000 = 372.690\ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	50.037	192.632
Vu	kN	94.252	372.690

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 50.037 + 2.150 \times 192.632 = 479.207\ kN \cdot m$$

$$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 94.252 + 2.150 \times 372.690 = 923.811\ kN \cdot m$$

3) 휨 검토

[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 479.207 kN·m

b = 1400.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 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 + 612765 As

= 479207000

사용철근량은 (☞ 콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 Asreq = 783.2 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 14,567.4 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 15,699.6 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 1,044.3 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근 D 25 × 3 EA = 1520.1 ㎟ O.K.

[최대 철근비 검토]

P = As / (b · d) = 0.00045 < Pmax = 0.75 Pb = 0.03251 O.K.

(☞ 콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 16.70 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 14.19 mm

jd = d - a/2 = 2395.90 mm

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

ΦMn = Φfy As jd = 928.713 kN·m > Mu = 479.207 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.067 ÷ 2.403 = 0.860 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 27794.625 kN > Su = 923.811 kN O.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 6948.656 kN > Su = 923.811 kN O.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 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 = 801 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)

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

$$= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.860}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.860}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 2147.561 kN

- 공칭전단강도

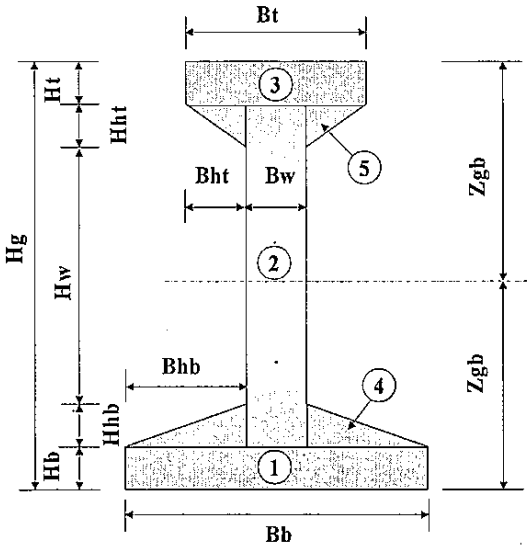
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 6948.656 + 2147.561 = 9096.217 kN < 27794.625 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 9096.217 > Vu = 923.811 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 층 단 면

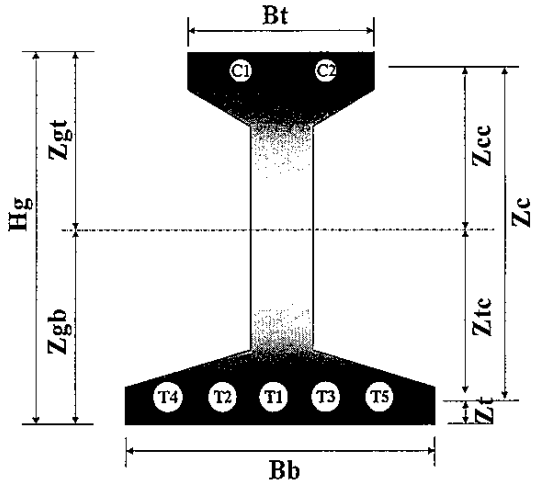


< 단위 : m >

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 × 2.100	0.42000	1.350	0.56700	0.76545	0.154350
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.500	0.40000	1.00000	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	2.350	0.10575	0.24851	0.000056
∑ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.105502 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.494498 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zgb² 0.913970 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	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
Σ		0.00475	2.475	0.01176	0.02911	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×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

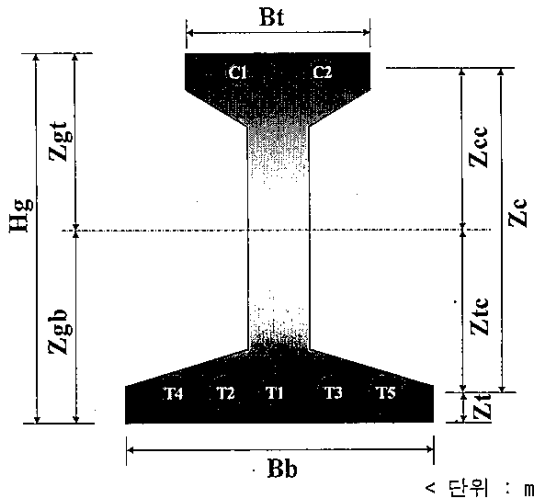
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×z²) - ∑A×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	1.04500	1.106	1.15525	1.27713	0.913970
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.475	-0.01176	-0.02911	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02930	0.124	-0.00362	-0.00045	-0.000014
Σ	1.01095	1.128	1.13987	1.24758	0.913955

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.127517 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.472483 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.347483 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.003830 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y²) - ∑A×zgb² 0.876314 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
Σ		0.00251	2.475	0.00622	0.01540	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	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
Σ		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.7302E-06 m⁴

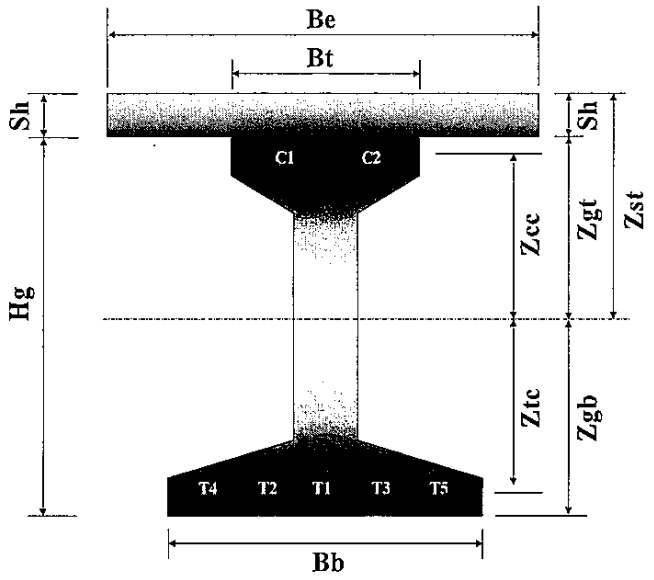
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	1.01095	1.128	1.13987	1.28522	0.876314
PS 강봉	6.474	0.01628	2.475	0.04028	0.09970	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06375	0.124	0.00791	0.00098	1.120E-05
Σ		1.09098	1.089	1.18805	1.38590	0.876327

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.088977 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.511023 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.386023 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.964963 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.968459 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.420 m

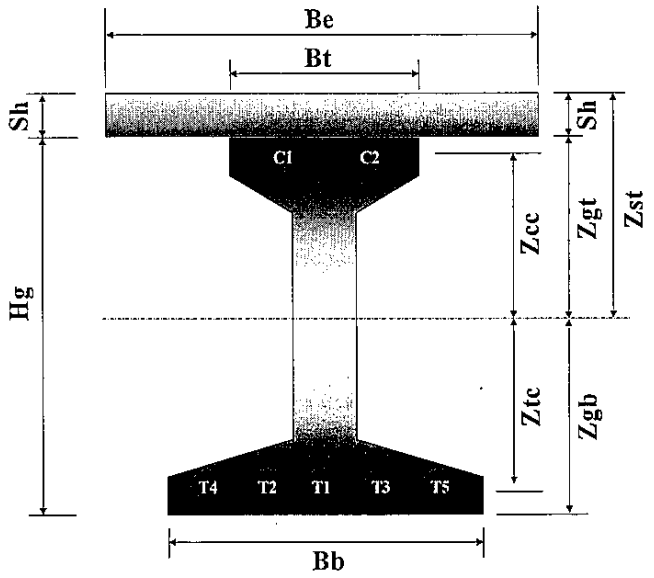
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.503	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.860	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.695	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.695	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.58212	2.720	1.58337	4.30676	0.002794
Σ		1.67310	1.656	2.77142	5.60052	0.971254

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.656456 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.943544 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.818544 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.532442 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.183544 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb' 1.981037 m^4

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

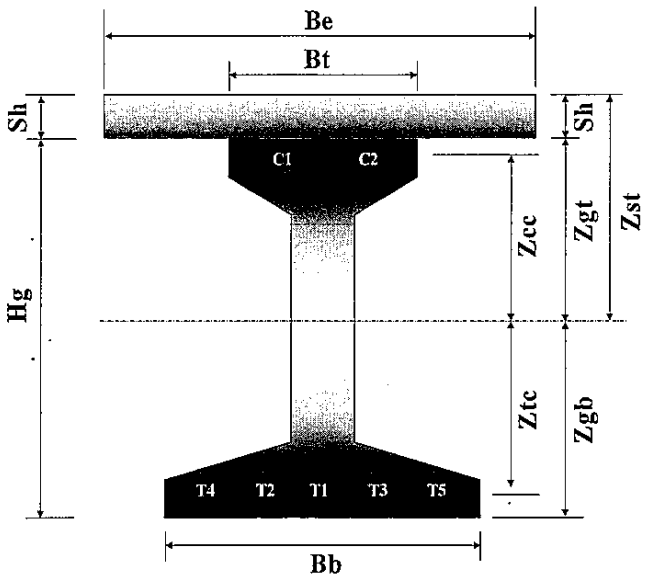
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.750	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.750	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.59400	2.720	1.61568	4.39465	0.002851
Σ		1.68498	1.664	2.80373	5.68841	0.971311

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.663955 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.936045 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.811045 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.539941 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.176045 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb' 1.994437 m^4

5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.420 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.503	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.860	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.695	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.695	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.58212	2.720	1.58337	4.30676	0.002794
Σ		1.67310	1.656	2.77142	5.60052	0.971254

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = ∑(A×z) / ∑A = -1.656456 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.943544 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.818544 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.532442 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.183544 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ∑Io + ∑(A×y^2) - ∑A×zgb^2 1.981037 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	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.67310	1.981037	1.184	0.944	-1.656	0.819	-1.532

5.5.2 G2~G8 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

5.5.3 G9 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.67310	1.981037	1.184	0.944	-1.656	0.819	-1.532

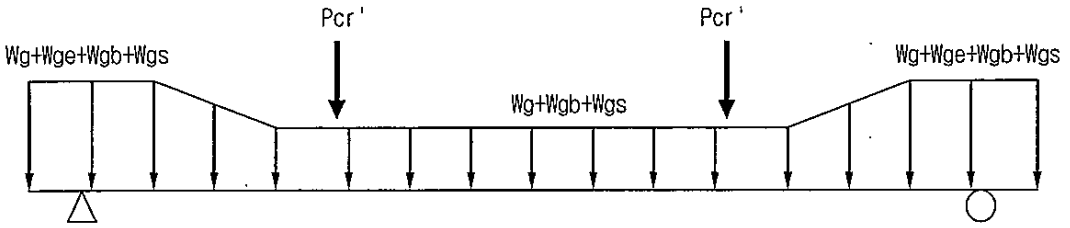
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분		산 출 근 거										
거더본체	(Wg)	Anet×wgc	=	1.011	×	25000					=	25274 N/m
단부보강	(Wge)	Avar×wgc	=	1.135	×	25000					=	28375 N/m
가 로 보	(Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	1.135	×	1	×	25000	×	1 EA	=	17025 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	×	16 EA			=	705 N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.695 × 25000 = 16170 N/m

(2) G2~G8 거더 : 0.240 × 2.750 × 25000 = 16500 N/m

(3) G9 거더 : 0.240 × 2.695 × 25000 = 16170 N/m

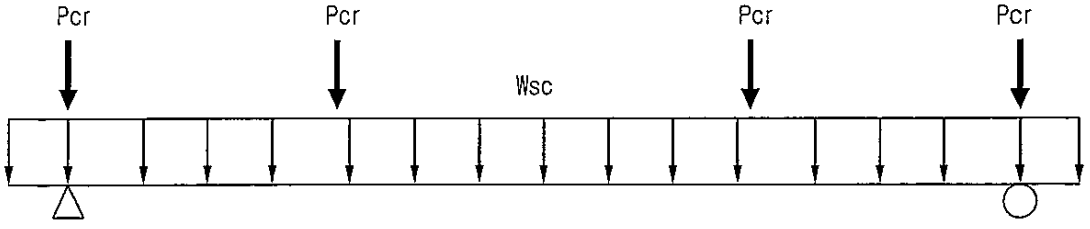
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

(2) G2~G8 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.75 × 25000 = 46063 N

(3) G9 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.38 × 25000 = 23031 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.501 × 25000 = 12513 N/m

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : A × w = 0.501 × 25000 = 12513 N/m

(3) 중앙부 하중

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

(4) 기타 하중

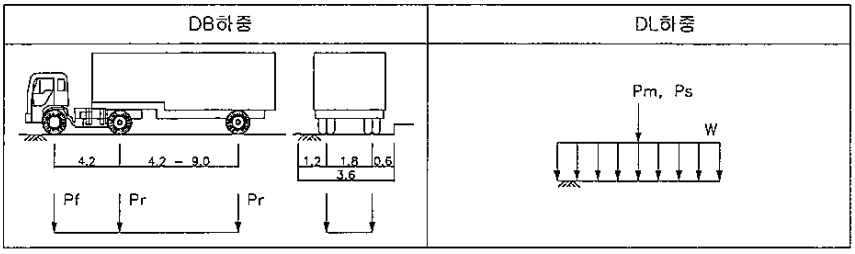
	위치	하중크기
1) 방음벽(좌)	0.230m	2000N/m
2) 방음벽(우)	24.410m	2000N/m
3) 중분대	12.320m	10540N/m
4) 내측풍하중1	22.800m	-4980N/m
5) 내측풍하중2	26.020m	4980N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 6 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)	1.999383	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026958	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 = 12.320m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 21817.242

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.298$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 126.033

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.104$

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

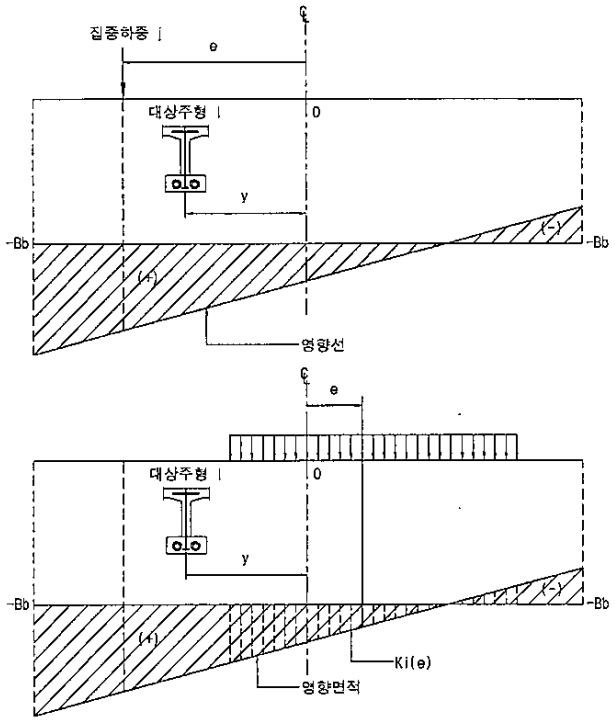
Y_1 : $(\sigma\cdot B_b)+3\cdot\sinh(\sigma\cdot B_b)\cdot(\sigma\cdot B_b)$

· 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 11.000	G2 8.250	G3 5.500	G4 2.750	G5 0.000	G6 -2.750	G7 -5.500	G8 -8.250	G9 -11.000	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-12.320	0.006	0.002	-0.005	-0.020	-0.038	-0.037	0.039	0.282	0.769	1.000
-0.75×Bb	-9.240	0.002	-0.003	-0.006	-0.005	0.014	0.070	0.183	0.334	0.410	1.000
-0.50×Bb	-6.160	-0.004	-0.006	0.000	0.026	0.090	0.197	0.298	0.260	0.138	1.000
-0.25×Bb	-3.080	-0.013	0.000	0.032	0.100	0.208	0.297	0.239	0.121	0.015	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.016	0.034	0.113	0.222	0.296	0.222	0.113	0.034	-0.016	1.000
0.25×Bb	3.080	0.015	0.121	0.239	0.297	0.208	0.100	0.032	0.000	-0.013	1.000
0.50×Bb	6.160	0.138	0.260	0.298	0.197	0.090	0.026	0.000	-0.006	-0.004	1.000
0.75×Bb	9.240	0.410	0.334	0.183	0.070	0.014	-0.005	-0.006	-0.003	0.002	1.000
1.00×Bb	12.320	0.769	0.282	0.039	-0.037	-0.038	-0.020	-0.005	0.002	0.006	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
	위치(m)	11.000	8.250	5.500	2.750	0.000	-2.750	-5.500	-8.250	-11.000	(Σ)
방호벽(좌)	12.047	0.737	0.287	0.052	-0.027	-0.033	-0.018	-0.005	0.002	0.006	1.000
방호벽(우)	-12.047	0.006	0.002	-0.005	-0.018	-0.033	-0.027	0.052	0.287	0.737	1.000
콘크리트포장	0.000	2.276	2.557	2.708	2.767	2.781	2.767	2.708	2.557	2.276	23.400
방음벽(좌)	12.090	0.742	0.286	0.050	-0.029	-0.034	-0.019	-0.005	0.002	0.006	1.000
방음벽(우)	-12.090	0.006	0.002	-0.005	-0.019	-0.034	-0.029	0.050	0.286	0.742	1.000
중분대	0.000	-0.016	0.034	0.113	0.222	0.296	0.222	0.113	0.034	-0.016	1.000
내측풍하중1	-10.480	0.004	-0.001	-0.006	-0.011	-0.008	0.026	0.125	0.317	0.554	1.000
내측풍하중2	-13.700	0.008	0.005	-0.004	-0.026	-0.060	-0.084	-0.026	0.255	0.933	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 11.000	G2 8.250	G3 5.500	G4 2.750	G5 0.000	G6 -2.750	G7 -5.500	G8 -8.250	G9 -11.000	합계 (Σ)
DB1	10.200	1.044	0.639	0.277	0.073	-0.005	-0.019	-0.012	-0.002	0.006	2.000
DB2	7.200	0.438	0.594	0.531	0.305	0.123	0.028	-0.006	-0.010	-0.004	2.000
DB3	4.200	0.100	0.340	0.550	0.536	0.325	0.138	0.035	-0.006	-0.019	2.000
DB4	-1.805	-0.031	0.023	0.122	0.296	0.508	0.557	0.371	0.161	-0.006	2.000
DB5	-4.805	-0.016	-0.009	0.022	0.109	0.279	0.499	0.575	0.394	0.147	2.000
DB6	-7.805	-0.001	-0.009	-0.009	0.015	0.093	0.256	0.488	0.627	0.541	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 11.000	G2 8.250	G3 5.500	G4 2.750	G5 0.000	G6 -2.750	G7 -5.500	G8 -8.250	G9 -11.000	합계 (Σ)
DL1	10.200	0.521	0.322	0.138	0.036	-0.003	-0.010	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	7.200	0.212	0.303	0.270	0.152	0.060	0.012	-0.004	-0.005	-0.002	1.000
DL3	4.200	0.045	0.168	0.281	0.274	0.162	0.067	0.016	-0.004	-0.010	1.000
DL4	-1.805	-0.016	0.010	0.058	0.146	0.258	0.286	0.185	0.078	-0.006	1.000
DL5	-4.805	-0.008	-0.005	0.010	0.052	0.138	0.253	0.297	0.196	0.068	1.000
DL6	-7.805	-0.001	-0.005	-0.005	0.006	0.045	0.127	0.247	0.322	0.264	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	1.044	0.639	0.277	0.073	-0.005	-0.019	-0.012	-0.002	0.006	2.000
DB2	0.438	0.594	0.531	0.305	0.123	0.028	-0.006	-0.010	-0.004	2.000
DB3	0.100	0.340	0.550	0.536	0.325	0.138	0.035	-0.006	-0.019	2.000
DB4	-0.031	0.023	0.122	0.296	0.508	0.557	0.371	0.161	-0.006	2.000
DB5	-0.016	-0.009	0.022	0.109	0.279	0.499	0.575	0.394	0.147	2.000
DB6	-0.001	-0.009	-0.009	0.015	0.093	0.256	0.488	0.627	0.541	2.000
DB12	1.482	1.233	0.807	0.378	0.118	0.008	-0.018	-0.012	0.003	4.000
DB13	1.145	0.978	0.827	0.609	0.320	0.119	0.023	-0.008	-0.013	4.000
DB14	1.013	0.661	0.398	0.369	0.503	0.537	0.359	0.159	0.001	4.000
DB15	1.028	0.630	0.299	0.182	0.274	0.479	0.563	0.391	0.154	4.000
DB16	1.043	0.630	0.268	0.088	0.087	0.236	0.476	0.625	0.548	4.000
DB22	0.877	1.189	1.061	0.611	0.247	0.056	-0.012	-0.020	-0.008	4.000
DB24	0.407	0.617	0.652	0.601	0.632	0.584	0.365	0.151	-0.010	4.000
DB25	0.422	0.586	0.553	0.414	0.402	0.527	0.569	0.384	0.143	4.000
DB26	0.437	0.586	0.522	0.320	0.216	0.283	0.482	0.617	0.537	4.000
DB34	0.069	0.362	0.671	0.832	0.833	0.695	0.406	0.155	-0.025	4.000
DB35	0.085	0.331	0.572	0.645	0.604	0.637	0.610	0.388	0.128	4.000
DB36	0.099	0.331	0.541	0.551	0.418	0.394	0.523	0.621	0.522	4.000
DB45	-0.047	0.014	0.144	0.405	0.787	1.055	0.946	0.555	0.142	4.000
DB46	-0.033	0.014	0.113	0.311	0.601	0.812	0.859	0.788	0.536	4.000
DB56	-0.017	-0.018	0.013	0.124	0.371	0.754	1.063	1.021	0.689	4.000
DB123	1.425	1.416	1.221	0.823	0.399	0.132	0.015	-0.017	-0.015	5.400
DB124	1.306	1.130	0.836	0.607	0.564	0.509	0.317	0.134	-0.003	5.400
DB125	1.320	1.102	0.746	0.439	0.357	0.457	0.501	0.343	0.135	5.400
DB126	1.333	1.102	0.718	0.354	0.190	0.238	0.423	0.553	0.490	5.400
DB134	1.002	0.901	0.853	0.815	0.745	0.608	0.354	0.138	-0.017	5.400
DB135	1.016	0.873	0.764	0.646	0.539	0.556	0.538	0.347	0.121	5.400
DB136	1.029	0.873	0.736	0.562	0.371	0.337	0.460	0.557	0.476	5.400
DB145	0.897	0.587	0.378	0.430	0.704	0.932	0.840	0.497	0.133	5.400
DB146	0.910	0.587	0.350	0.345	0.536	0.713	0.762	0.707	0.488	5.400
DB156	0.924	0.559	0.261	0.177	0.330	0.661	0.946	0.917	0.626	5.400
DB234	0.457	0.861	1.082	1.024	0.861	0.651	0.360	0.130	-0.026	5.400
DB235	0.471	0.833	0.992	0.856	0.655	0.599	0.544	0.340	0.112	5.400
DB236	0.484	0.833	0.964	0.771	0.487	0.380	0.466	0.550	0.466	5.400
DB245	0.352	0.548	0.607	0.639	0.819	0.975	0.846	0.490	0.124	5.400
DB246	0.365	0.547	0.579	0.555	0.652	0.756	0.768	0.700	0.479	5.400
DB256	0.379	0.519	0.489	0.386	0.445	0.704	0.952	0.909	0.616	5.400
DB345	0.048	0.318	0.624	0.847	1.001	1.074	0.883	0.494	0.110	5.400
DB346	0.061	0.318	0.596	0.762	0.833	0.856	0.805	0.704	0.465	5.400
DB356	0.075	0.290	0.507	0.594	0.627	0.804	0.989	0.913	0.602	5.400
DB456	-0.044	0.004	0.121	0.378	0.791	1.180	1.291	1.063	0.615	5.400
DB1234	1.164	1.197	1.109	0.908	0.714	0.528	0.291	0.107	-0.017	6.000
DB1235	1.175	1.173	1.034	0.768	0.542	0.484	0.444	0.281	0.098	6.000
DB1236	1.186	1.173	1.011	0.697	0.402	0.302	0.379	0.456	0.394	6.000
DB1245	1.077	0.935	0.713	0.587	0.679	0.798	0.696	0.407	0.108	6.000
DB1246	1.087	0.935	0.690	0.517	0.539	0.615	0.631	0.582	0.404	6.000
DB1256	1.099	0.912	0.615	0.377	0.367	0.572	0.784	0.756	0.518	6.000
DB1345	0.823	0.744	0.728	0.761	0.830	0.881	0.727	0.410	0.097	6.000

DB1346	0.834	0.744	0.704	0.690	0.691	0.698	0.662	0.585	0.392	6.000
DB1356	0.845	0.721	0.630	0.550	0.519	0.655	0.815	0.759	0.507	6.000
DB1456	0.747	0.483	0.309	0.369	0.656	0.969	1.066	0.885	0.517	6.000
DB2345	0.369	0.711	0.918	0.935	0.927	0.916	0.731	0.404	0.089	6.000
DB2346	0.380	0.711	0.895	0.864	0.787	0.734	0.666	0.579	0.384	6.000
DB2356	0.391	0.687	0.820	0.724	0.615	0.691	0.819	0.753	0.499	6.000
DB2456	0.292	0.450	0.499	0.544	0.752	1.004	1.071	0.879	0.509	6.000
DB3456	0.039	0.259	0.513	0.717	0.903	1.087	1.102	0.882	0.498	6.000
DB12345	1.152	1.190	1.126	0.990	0.923	0.902	0.722	0.402	0.094	7.500
DB12346	1.163	1.190	1.102	0.919	0.783	0.719	0.657	0.577	0.389	7.500
DB12356	1.174	1.166	1.028	0.779	0.611	0.676	0.810	0.752	0.504	7.500
DB12456	1.075	0.929	0.706	0.599	0.748	0.990	1.062	0.877	0.514	7.500
DB13456	0.822	0.738	0.721	0.772	0.900	1.073	1.093	0.880	0.503	7.500
DB23456	0.368	0.704	0.911	0.946	0.996	1.108	1.097	0.874	0.495	7.500
DB123456	1.151	1.183	1.119	1.001	0.992	1.093	1.088	0.872	0.500	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.521	0.322	0.138	0.036	-0.003	-0.010	-0.006	-0.001	0.003	1.000
DL2	0.212	0.303	0.270	0.152	0.060	0.012	-0.004	-0.005	-0.002	1.000
DL3	0.045	0.168	0.281	0.274	0.162	0.067	0.016	-0.004	-0.010	1.000
DL4	-0.016	0.010	0.058	0.146	0.258	0.286	0.185	0.078	-0.006	1.000
DL5	-0.008	-0.005	0.010	0.052	0.138	0.253	0.297	0.196	0.068	1.000
DL6	-0.001	-0.005	-0.005	0.006	0.045	0.127	0.247	0.322	0.264	1.000
DL12	0.734	0.625	0.409	0.188	0.057	0.002	-0.010	-0.006	0.001	2.000
DL13	0.567	0.490	0.420	0.310	0.158	0.057	0.010	-0.005	-0.006	2.000
DL14	0.505	0.332	0.197	0.182	0.255	0.276	0.179	0.077	-0.002	2.000
DL15	0.513	0.317	0.148	0.088	0.135	0.243	0.290	0.195	0.071	2.000
DL16	0.521	0.317	0.133	0.042	0.041	0.117	0.241	0.321	0.267	2.000
DL22	0.425	0.607	0.541	0.304	0.120	0.025	-0.008	-0.011	-0.004	2.000
DL24	0.196	0.313	0.329	0.299	0.318	0.299	0.181	0.073	-0.007	2.000
DL25	0.205	0.298	0.280	0.204	0.198	0.265	0.293	0.191	0.066	2.000
DL26	0.212	0.299	0.265	0.158	0.104	0.139	0.243	0.317	0.262	2.000
DL34	0.029	0.178	0.340	0.420	0.420	0.353	0.201	0.074	-0.015	2.000
DL35	0.037	0.163	0.291	0.326	0.299	0.320	0.313	0.192	0.058	2.000
DL36	0.045	0.164	0.276	0.280	0.206	0.194	0.263	0.318	0.254	2.000
DL45	-0.024	0.005	0.068	0.199	0.396	0.539	0.482	0.274	0.062	2.000
DL46	-0.017	0.005	0.053	0.153	0.303	0.413	0.432	0.400	0.258	2.000
DL56	-0.008	-0.010	0.004	0.058	0.182	0.380	0.544	0.518	0.332	2.000
DL123	0.701	0.714	0.621	0.416	0.197	0.062	0.005	-0.009	-0.007	2.700
DL124	0.646	0.572	0.420	0.301	0.283	0.260	0.157	0.064	-0.004	2.700
DL125	0.653	0.558	0.376	0.216	0.175	0.230	0.258	0.171	0.063	2.700
DL126	0.660	0.559	0.363	0.175	0.091	0.116	0.213	0.284	0.239	2.700
DL134	0.495	0.450	0.430	0.411	0.375	0.309	0.175	0.066	-0.011	2.700
DL135	0.503	0.437	0.386	0.326	0.267	0.279	0.276	0.172	0.056	2.700
DL136	0.509	0.437	0.373	0.284	0.183	0.165	0.231	0.285	0.232	2.700
DL145	0.448	0.294	0.186	0.211	0.353	0.476	0.428	0.245	0.059	2.700
DL146	0.454	0.294	0.172	0.170	0.270	0.362	0.383	0.359	0.235	2.700
DL156	0.462	0.281	0.128	0.085	0.161	0.333	0.484	0.465	0.302	2.700
DL234	0.218	0.433	0.549	0.515	0.432	0.329	0.177	0.062	-0.015	2.700
DL235	0.225	0.420	0.505	0.430	0.323	0.299	0.278	0.168	0.051	2.700

DL236	0.231	0.420	0.492	0.389	0.239	0.185	0.233	0.282	0.227	2.700
DL245	0.170	0.277	0.305	0.316	0.410	0.496	0.430	0.242	0.055	2.700
DL246	0.176	0.278	0.291	0.274	0.326	0.383	0.385	0.355	0.231	2.700
DL256	0.184	0.264	0.247	0.189	0.218	0.353	0.486	0.461	0.297	2.700
DL345	0.019	0.156	0.314	0.425	0.502	0.545	0.448	0.243	0.048	2.700
DL346	0.026	0.156	0.301	0.384	0.418	0.432	0.403	0.356	0.224	2.700
DL356	0.033	0.143	0.257	0.299	0.310	0.402	0.504	0.463	0.290	2.700
DL456	-0.022	0.000	0.057	0.184	0.396	0.599	0.656	0.536	0.294	2.700
DL1234	0.572	0.603	0.561	0.456	0.357	0.267	0.143	0.051	-0.010	3.000
DL1235	0.578	0.592	0.525	0.386	0.267	0.242	0.227	0.139	0.045	3.000
DL1236	0.584	0.592	0.514	0.351	0.197	0.147	0.190	0.234	0.192	3.000
DL1245	0.532	0.473	0.357	0.290	0.339	0.406	0.354	0.201	0.048	3.000
DL1246	0.538	0.473	0.347	0.255	0.270	0.311	0.316	0.295	0.195	3.000
DL1256	0.544	0.462	0.310	0.185	0.179	0.286	0.400	0.384	0.250	3.000
DL1345	0.407	0.371	0.366	0.381	0.416	0.447	0.368	0.202	0.042	3.000
DL1346	0.412	0.372	0.355	0.347	0.346	0.352	0.331	0.296	0.189	3.000
DL1356	0.419	0.360	0.318	0.276	0.256	0.327	0.415	0.385	0.244	3.000
DL1456	0.373	0.242	0.151	0.180	0.328	0.492	0.542	0.446	0.247	3.000
DL2345	0.175	0.357	0.465	0.469	0.463	0.464	0.370	0.199	0.038	3.000
DL2346	0.181	0.358	0.454	0.434	0.393	0.369	0.333	0.293	0.185	3.000
DL2356	0.187	0.347	0.417	0.363	0.303	0.344	0.417	0.382	0.240	3.000
DL2456	0.141	0.228	0.250	0.268	0.375	0.509	0.544	0.443	0.243	3.000
DL3456	0.016	0.126	0.258	0.359	0.452	0.549	0.558	0.444	0.238	3.000
DL12345	0.566	0.599	0.569	0.495	0.461	0.456	0.366	0.198	0.041	3.750
DL12346	0.572	0.599	0.558	0.461	0.391	0.362	0.328	0.292	0.188	3.750
DL12356	0.578	0.588	0.521	0.390	0.300	0.337	0.412	0.381	0.243	3.750
DL12456	0.532	0.469	0.354	0.294	0.373	0.501	0.539	0.442	0.246	3.750
DL13456	0.407	0.368	0.362	0.386	0.449	0.542	0.554	0.443	0.240	3.750
DL23456	0.175	0.354	0.461	0.473	0.496	0.559	0.556	0.440	0.236	3.750
DL123456	0.566	0.595	0.565	0.500	0.494	0.551	0.551	0.439	0.239	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	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	5133.5	5514.7	5133.5	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2561.3	2865.1	2883.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4230.6	3543.7	4223.7		
DL 활하중	4552.4	3760.9	4543.8		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4552.4	3760.9	4543.8		
합 계	20462.7	20356.2	20776.1		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	407.7	427.3	407.7	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	268.1	198.9	352.6	바닥판 합성단면	
DB 활하중	421.2	424.1	421.2		
DL 활하중	430.3	412.9	430.2		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	430.3	424.1	430.2		
합 계	1832.0	1776.1	1916.4		

8.3 반력종합

8.3.1 S2 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		437.988	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	437.988	
합성후		283.122	189.818	150.864	134.857	133.678	131.352	144.793	199.025	305.637	-
		283.029	192.497	155.624	142.636	145.341	146.535	158.772	196.720	251.992	내측풍하중
		190.984	190.217	176.578	164.357	159.437	152.603	160.278	202.052	276.640	외측풍하중
ADD		1471.602	1421.079	1382.125	1366.118	1364.939	1362.613	1376.054	1430.286	1494.117	-
		1471.509	1423.758	1386.885	1373.897	1376.602	1377.796	1390.033	1427.981	1440.472	내측풍하중
		1379.464	1421.478	1407.839	1395.618	1390.698	1383.864	1391.539	1433.313	1465.120	외측풍하중
우측편재하	DB1	1.673	0.852	2.276	6.483	14.146	44.022	104.519	196.431	275.893	
	DB2	0.487	3.587	8.202	21.483	50.234	98.684	154.548	173.723	141.634	
	DB3	2.443	9.611	24.351	54.847	101.338	150.285	154.297	108.944	55.526	
	DB4	21.385	63.157	112.807	154.374	143.326	94.520	49.932	20.764	7.174	
	DB5	69.837	122.597	161.049	141.776	89.787	46.395	19.368	7.334	1.957	
	DB6	167.424	181.275	146.661	86.560	41.414	16.584	6.578	2.347	0.383	
	DB12	1.067	3.894	9.856	23.328	62.756	142.263	258.751	369.977	417.429	
	DB13	2.129	9.493	23.118	56.370	113.657	193.736	258.432	305.182	331.245	
	DB14	20.983	62.381	111.396	155.797	155.560	137.647	153.358	215.740	275.669	
	DB15	70.784	122.090	159.836	143.279	101.985	89.523	122.938	200.957	273.664	
	DB16	168.414	180.861	145.474	88.010	53.499	59.674	108.413	196.280	275.197	
	DB22	0.975	7.175	16.405	42.988	100.467	197.365	309.073	347.422	283.261	
	DB24	21.086	64.098	119.194	175.481	193.302	192.784	203.714	193.173	141.497	
	DB25	68.670	123.451	167.414	162.867	139.706	144.638	173.253	178.338	139.434	
	DB26	166.296	182.200	153.051	107.599	91.241	114.791	158.729	173.662	140.968	
	DB34	23.362	71.201	136.857	209.025	244.539	244.458	203.490	128.406	55.444	
	DB35	67.377	129.982	184.723	196.258	190.912	196.301	172.964	113.490	53.290	
	DB36	165.008	188.754	170.363	140.991	142.448	166.455	158.441	108.814	54.823	
	DB45	89.857	185.498	273.721	296.056	233.016	140.729	69.019	26.050	8.721	
	DB46	187.397	244.193	259.295	240.754	184.499	110.733	54.166	20.783	6.935	
	DB56	237.207	303.864	307.647	228.246	131.076	62.774	23.863	9.442	2.134	
	DB123	2.228	11.630	26.940	69.969	147.427	263.120	371.660	431.012	425.561	
	DB124	18.606	57.124	106.122	159.273	185.050	212.596	277.080	350.462	375.489	
	DB125	62.790	110.751	149.644	147.985	136.820	169.297	249.704	337.153	373.656	
	DB126	150.659	163.630	136.720	98.236	93.197	142.431	236.608	332.938	375.040	
	DB134	20.656	63.519	122.028	189.477	231.163	259.121	276.888	292.181	298.048	
	DB135	61.620	116.629	165.229	178.049	182.901	215.789	249.430	278.796	296.130	
	DB136	149.493	169.531	152.307	128.301	139.279	188.903	236.354	274.581	297.515	
	DB145	81.582	166.393	245.149	267.753	220.702	165.334	154.924	198.359	246.229	
	DB146	169.449	219.272	232.204	218.024	177.081	138.471	141.831	194.167	247.617	
	DB156	214.285	273.002	275.788	206.741	128.852	95.172	114.442	180.848	245.794	
	DB234	20.939	65.100	129.068	207.206	265.142	308.735	322.207	271.866	177.279	
	DB235	59.709	117.856	172.050	195.661	216.858	265.381	294.710	258.434	175.327	
	DB236	147.579	170.737	159.128	145.935	173.239	238.519	281.635	254.218	176.690	
	DB245	79.689	167.601	251.949	285.386	254.661	214.949	200.207	177.999	125.427	
	DB246	167.534	220.477	239.023	235.636	211.039	188.085	187.113	173.807	126.815	
	DB256	212.375	274.231	282.612	224.378	162.816	144.792	159.750	160.513	124.998	

우측편재하	DB345	78.519	173.479	267.535	315.450	300.742	261.441	199.933	119.642	47.901	
	DB346	166.388	226.358	254.610	265.700	257.119	234.554	186.854	115.423	49.263	
	DB356	211.205	280.107	298.194	254.418	208.892	191.259	159.470	102.131	47.467	
	DB456	231.458	330.082	378.289	344.242	246.788	141.273	65.947	23.511	7.668	
	DB1234	17.136	53.760	106.593	173.782	230.163	289.863	346.619	373.747	354.510	
	DB1235	50.591	97.927	142.522	164.222	189.959	253.757	323.746	362.580	352.914	
	DB1236	123.799	141.988	131.744	122.784	153.604	231.369	312.835	359.058	354.055	
	DB1245	67.228	139.371	209.105	238.992	221.444	211.718	244.962	295.552	311.321	
	DB1246	140.439	183.453	198.328	197.535	185.090	189.332	234.073	292.033	312.464	
	DB1256	177.812	228.228	234.665	188.142	144.919	153.239	211.248	280.952	310.966	
	DB1345	66.253	144.270	222.094	264.046	259.859	250.445	244.750	246.901	246.721	
	DB1346	139.488	188.356	211.319	222.589	223.504	228.058	233.840	243.402	247.866	
	DB1356	176.837	233.126	247.653	213.196	183.314	191.987	211.037	232.320	246.348	
	DB1456	193.478	274.595	314.240	287.970	214.823	149.952	132.257	165.298	204.778	
	DB2345	64.671	145.303	227.785	278.740	288.156	291.788	282.482	229.946	146.039	
	DB2346	137.878	189.362	217.005	237.281	251.802	269.404	271.597	226.454	147.209	
	DB2356	175.248	234.134	253.318	227.886	211.609	233.329	248.770	215.369	145.689	
	DB2456	191.892	275.605	319.929	302.663	243.121	191.297	170.011	148.345	104.098	
	DB3456	190.913	280.498	332.891	327.689	281.508	230.016	169.773	99.690	39.496	
	DB12345	65.504	145.011	226.943	279.918	297.401	324.397	360.619	377.161	352.857	
	DB12346	138.711	189.069	216.161	238.456	261.021	301.987	349.728	373.662	354.003	
	DB12356	176.062	233.861	252.476	229.063	220.852	265.916	326.906	362.582	352.506	
	DB12456	192.698	275.304	319.059	303.814	252.359	223.880	248.145	295.558	310.915	
	DB13456	191.747	280.206	332.049	328.867	290.752	262.625	247.911	246.905	246.313	
	DB23456	190.137	281.212	337.734	343.558	319.048	303.947	285.663	229.951	145.633	
	DB123456	190.973	280.941	336.872	344.735	328.291	336.556	363.800	377.166	352.451	
	DL1	1.641	1.044	2.855	8.255	18.176	49.022	106.619	192.651	278.149	
	DL2	0.531	4.471	10.403	24.317	51.618	96.024	147.267	168.507	147.927	
	DL3	2.937	12.169	27.158	55.844	97.407	141.260	145.351	106.992	62.207	
	DL4	27.308	65.019	108.074	145.096	134.492	91.211	51.175	23.851	8.912	
	DL5	77.170	119.400	152.481	133.140	86.843	47.888	22.044	9.212	2.323	
	DL6	174.615	175.161	140.582	85.119	43.346	19.369	8.301	2.883	0.400	
	DL12	1.056	4.789	12.407	28.401	67.969	144.395	253.477	360.950	425.999	
	DL13	2.447	11.928	26.630	59.581	113.500	189.503	251.472	299.408	340.133	
	DL14	26.424	64.087	107.283	148.687	150.469	139.021	156.360	214.564	279.618	
	DL15	77.857	118.893	151.980	136.783	102.763	95.715	127.406	198.855	276.229	
	DL16	175.303	174.711	140.140	88.720	59.149	67.114	112.131	193.110	277.291	
	DL22	1.061	8.938	20.799	48.625	103.192	192.007	294.532	337.018	295.897	
	DL24	26.753	66.916	116.462	168.880	185.740	186.667	197.461	190.624	149.509	
	DL25	75.856	121.243	160.861	156.882	138.010	143.336	168.453	174.846	146.042	
	DL26	173.294	177.048	148.972	108.770	94.350	114.723	153.170	169.097	147.103	
	DL34	29.553	75.466	134.767	200.717	231.725	232.016	195.590	129.150	63.824	
	DL35	75.077	129.011	178.688	188.474	183.942	188.634	166.493	113.236	60.272	
	DL36	172.569	184.836	166.850	140.408	140.291	160.025	151.207	107.477	61.288	
	DL45	101.880	183.860	260.189	278.043	221.186	138.856	72.858	31.012	10.615	
	DL46	199.211	239.581	248.266	229.938	177.533	110.065	57.161	24.504	8.434	
	DL56	251.714	294.556	293.008	218.136	130.021	66.968	28.400	11.762	2.428	

우측편재하	DL123	2.478	14.524	32.016	75.289	148.434	256.844	358.791	421.138	439.210	
	DL124	23.522	59.598	104.299	155.296	181.620	211.386	273.223	344.726	384.662	
	DL125	69.050	108.773	144.425	144.568	138.695	172.394	247.152	330.542	381.590	
	DL126	156.785	159.009	133.748	101.296	99.398	146.647	233.380	325.383	382.555	
	DL134	26.039	67.276	120.791	183.933	223.000	252.226	271.537	289.371	307.574	
	DL135	68.355	115.748	160.493	173.020	180.035	213.197	245.395	275.130	304.404	
	DL136	156.101	166.024	149.823	129.751	140.738	187.445	231.611	269.921	305.313	
	DL145	92.144	164.852	233.605	253.517	213.455	167.843	159.831	198.829	250.043	
	DL146	179.834	215.078	222.921	210.241	174.155	142.064	146.092	193.672	251.011	
	DL156	227.051	264.600	263.265	199.574	131.251	103.127	120.065	179.542	247.998	
	DL234	26.332	69.817	129.034	202.122	254.746	295.089	308.536	267.842	190.485	
	DL235	66.554	117.886	168.462	191.053	211.718	256.059	282.336	253.499	187.235	
	DL236	154.289	168.124	157.786	147.783	172.453	230.280	268.562	248.337	188.198	
	DL245	90.334	166.954	241.570	271.581	245.137	210.674	196.775	177.233	132.882	
	DL246	178.024	217.184	230.893	228.315	205.882	184.939	183.045	172.083	133.853	
	DL256	225.240	266.702	271.230	217.638	162.934	145.958	157.009	157.947	130.837	
	DL345	89.648	173.964	257.639	299.999	286.473	251.470	195.008	121.781	55.685	
	DL346	177.383	224.204	246.968	256.735	247.217	225.732	181.273	116.620	56.611	
	DL356	224.557	273.716	287.305	246.093	204.274	186.756	155.239	102.485	53.596	
	DL456	248.690	323.079	360.663	326.717	237.815	141.987	70.976	28.565	9.196	
	DL1234	21.473	57.644	107.058	171.168	224.317	282.052	336.701	367.507	367.158	
	DL1235	56.134	97.952	140.094	162.050	188.487	249.534	314.890	355.584	364.499	
	DL1236	129.237	139.814	131.186	125.982	155.780	228.087	303.415	351.273	365.293	
	DL1245	75.902	138.810	200.990	229.119	216.363	211.733	243.607	292.042	319.211	
	DL1246	149.022	180.715	192.123	193.056	183.625	190.284	232.129	287.728	320.004	
	DL1256	188.375	221.954	225.729	184.194	147.846	157.822	210.432	275.947	317.504	
	DL1345	75.352	144.666	214.404	252.823	250.803	245.727	242.146	245.839	254.855	
	DL1346	148.456	186.530	205.498	216.787	218.064	224.279	230.669	241.526	255.648	
	DL1356	187.819	227.803	239.105	207.892	182.281	191.813	208.969	229.744	253.149	
	DL1456	207.604	268.707	300.045	274.970	210.162	154.012	137.680	166.162	207.849	
	DL2345	73.854	146.413	221.032	267.870	277.220	281.434	272.909	227.815	157.239	
	DL2346	146.974	188.319	212.165	231.806	244.482	259.985	261.431	223.502	158.033	
	DL2356	186.282	229.547	245.764	222.943	208.704	227.527	239.741	211.760	155.544	
	DL2456	206.113	270.461	306.712	290.027	236.590	189.731	168.490	148.185	110.250	
	DL3456	205.556	276.310	320.087	313.722	271.021	223.717	166.989	101.975	45.889	
	DL12345	74.495	146.144	220.734	270.699	289.282	317.603	352.517	372.153	365.718	
	DL12346	147.603	188.010	211.862	234.634	256.546	296.159	341.077	367.846	366.517	
	DL12356	186.957	229.251	245.471	225.779	220.806	263.704	319.385	356.097	363.984	
	DL12456	206.742	270.152	306.408	292.851	248.649	225.897	248.092	292.513	318.684	
	DL13456	206.186	276.001	319.783	316.546	283.081	259.885	246.597	246.314	254.367	
	DL23456	204.694	277.755	326.450	331.603	309.508	295.602	277.401	228.326	156.723	
	DL123456	205.323	277.447	326.146	334.427	321.565	331.767	357.002	372.625	365.191	
좌측편재하	DB1	278.410	192.716	104.662	43.470	14.029	6.423	2.232	0.711	1.658	
	DB2	143.462	172.471	154.846	98.165	49.952	21.305	8.019	3.075	0.536	
	DB3	56.398	109.220	154.843	149.999	101.018	54.571	23.959	8.778	2.576	
	DB4	7.034	21.723	50.494	94.789	143.512	154.371	112.143	62.298	21.148	
	DB5	1.842	8.114	19.715	46.658	90.116	142.126	160.552	122.553	68.773	

	DB6	0.349	2.784	6.725	16.737	41.669	87.098	146.406	182.958	165.426	
	DB12	421.765	364.996	259.184	141.187	62.348	23.092	9.646	3.239	1.100	
	DB13	334.617	301.723	259.112	192.892	113.209	56.029	22.699	8.508	2.255	
	DB14	277.995	213.082	154.049	137.362	155.616	155.730	110.708	61.372	20.751	
	DB15	276.016	198.055	123.419	89.232	102.185	143.566	159.313	121.917	69.718	
	DB16	277.642	192.979	108.697	59.277	53.629	88.484	145.192	182.420	166.416	
	DB22	286.918	344.918	309.667	196.328	99.903	42.631	16.040	6.152	1.073	
	DB24	143.143	192.998	204.567	192.539	193.202	175.295	118.349	62.733	20.928	
	DB25	141.105	177.920	173.894	144.387	139.751	163.033	166.735	122.887	67.690	
	DB26	142.730	172.844	159.173	114.433	91.216	107.952	152.614	183.368	164.383	
	DB34	56.138	129.760	204.592	244.448	244.402	208.746	135.803	69.511	23.276	
	DB35	54.004	114.602	173.853	196.283	190.920	196.328	183.839	129.034	66.486	
	DB36	55.630	109.527	159.132	166.330	142.386	141.249	169.720	189.537	163.183	
	DB45	8.448	27.782	69.929	141.262	233.530	296.403	272.561	184.572	88.565	
	DB46	6.737	22.171	54.875	111.163	184.943	241.289	258.378	244.998	185.176	
	DB56	1.979	10.659	24.357	63.195	131.662	229.135	306.895	305.508	234.150	
	DB123	430.238	426.770	372.540	261.893	146.769	69.498	26.398	10.284	2.389	
	DB124	379.222	346.943	277.969	211.873	184.844	159.046	105.337	55.762	18.463	
	DB125	377.411	333.415	250.404	168.567	136.744	148.076	149.008	110.130	61.900	
	DB126	378.878	328.841	237.130	141.606	93.058	98.495	136.300	164.568	148.929	
	DB134	300.923	290.038	278.001	258.608	230.924	189.167	121.055	61.863	20.577	
좌측편재하	DB135	299.025	276.435	250.352	215.269	182.793	178.054	164.408	115.663	60.810	
	DB136	300.493	271.862	237.098	188.288	139.107	128.475	151.702	170.123	147.844	
	DB145	248.188	196.717	155.858	165.319	221.048	268.009	244.085	165.443	80.422	
	DB146	249.659	192.165	142.587	138.360	177.363	218.449	231.357	219.879	167.450	
	DB156	247.859	178.627	115.008	95.056	129.265	207.484	275.089	274.362	211.536	
	DB234	179.542	271.958	323.466	308.258	264.763	206.789	127.954	63.127	20.926	
	DB235	177.608	258.309	295.776	264.897	216.610	195.557	171.088	116.537	58.976	
	DB236	179.053	253.734	282.523	237.938	172.928	146.000	158.383	170.977	146.006	
	DB245	126.771	178.592	201.285	214.970	254.867	285.533	250.746	166.298	78.605	
	DB246	128.242	174.040	188.013	188.010	211.182	235.952	238.036	220.732	165.612	
	DB256	126.450	160.527	160.461	144.712	163.089	225.012	281.773	275.238	209.702	
	DB345	48.385	121.612	201.233	261.671	300.916	315.511	266.146	171.830	77.516	
	DB346	49.829	117.035	187.977	234.689	257.229	265.930	253.438	226.268	164.545	
	DB356	48.058	103.522	160.403	191.388	209.132	254.966	297.170	280.769	208.612	
	DB456	7.371	25.455	66.899	141.899	247.483	345.039	377.016	330.764	228.504	
	DB1234	358.271	371.023	347.769	289.046	229.751	173.384	105.644	52.004	17.124	
	DB1235	356.692	359.675	324.736	252.934	189.656	164.086	141.699	96.734	49.973	
	DB1236	357.901	355.854	313.677	230.466	153.249	122.790	131.102	142.093	122.482	
	DB1245	314.318	293.246	245.962	211.316	221.519	239.066	208.081	138.192	66.319	
	DB1246	315.530	289.427	234.924	188.850	185.112	197.750	197.484	183.572	138.830	
	DB1256	314.052	278.162	211.942	152.752	145.049	188.622	233.945	228.974	175.578	
	DB1345	249.001	245.742	245.935	250.218	259.907	264.049	220.915	142.802	65.411	
	DB1346	250.215	241.944	234.877	227.751	223.499	222.733	210.320	188.186	137.946	
	DB1356	248.717	230.679	211.916	191.675	183.417	213.605	246.778	233.584	174.670	
	DB1456	206.367	164.255	133.146	150.061	215.305	288.588	313.163	275.065	191.020	
	DB2345	147.807	230.650	283.787	291.590	288.088	278.651	226.489	143.542	63.892	

	DB2346	149.047	226.858	272.754	269.126	251.681	237.334	215.890	188.899	136.400	
	DB2356	147.546	215.590	249.770	233.047	211.596	228.203	252.327	234.298	173.145	
	DB2456	105.176	149.165	171.020	191.435	243.486	303.190	318.736	275.782	189.497	
	DB3456	39.855	101.658	170.968	230.330	281.846	328.145	331.543	280.387	188.586	
	DB12345	356.502	375.064	362.026	323.780	297.236	279.781	225.626	143.156	64.719	
	DB12346	357.717	371.265	350.987	301.290	260.804	238.460	215.024	188.512	137.226	
	DB12356	356.240	360.002	328.007	265.214	220.742	229.332	251.463	233.930	173.952	
	DB12456	313.869	293.576	249.256	223.600	252.628	304.293	317.844	275.387	190.297	
	DB13456	248.550	246.071	249.207	262.519	290.994	329.275	330.680	280.001	189.412	
	DB23456	147.358	230.980	287.079	303.871	319.173	343.874	336.249	280.714	187.866	
	DB123456	356.053	375.394	365.318	336.060	328.320	345.003	335.365	280.348	188.695	
	DL1	283.495	186.568	106.793	48.309	18.062	8.201	2.797	0.869	1.612	
	DL2	151.049	166.262	147.609	95.208	51.226	24.101	10.191	3.822	0.595	
	DL3	63.353	107.171	146.208	140.743	96.862	55.461	26.659	11.107	3.121	
	DL4	8.681	25.064	51.945	91.657	134.856	145.062	107.030	64.006	27.125	
	DL5	2.166	10.205	22.477	48.244	87.375	133.772	151.724	119.575	75.682	
	DL6	0.355	3.437	8.468	19.548	43.691	85.928	140.320	178.092	171.040	
	DL12	434.455	352.602	253.984	142.860	67.438	28.137	12.173	3.954	1.097	
	DL13	346.605	293.477	252.493	188.264	112.817	59.131	26.112	10.674	2.623	
	DL14	284.600	209.848	157.277	138.753	150.693	148.589	106.223	62.876	26.249	
	DL15	281.320	193.829	128.004	95.354	103.155	137.351	151.202	118.907	76.353	
좌	DL16	282.541	187.556	112.468	66.587	59.355	89.466	139.854	177.488	171.715	
측	DL22	302.140	332.527	295.215	190.376	102.409	48.193	20.375	7.641	1.190	
편	DL24	152.278	189.771	198.554	186.304	185.710	168.621	115.204	65.252	26.675	
재	DL25	148.915	173.684	169.225	142.879	138.151	157.286	159.890	120.746	74.485	
하	DL26	150.136	167.408	153.682	114.100	94.302	109.351	148.494	179.314	169.838	
	DL34	64.624	130.726	197.200	231.953	231.542	200.302	133.222	73.383	29.584	
	DL35	61.171	114.504	167.779	188.476	183.929	188.719	177.439	128.007	73.869	
	DL36	62.346	108.219	152.233	159.701	140.091	140.830	166.093	186.596	169.276	
	DL45	10.197	33.223	74.068	139.657	222.084	278.639	258.394	182.956	100.252	
	DL46	8.127	26.267	58.103	110.704	178.243	230.712	246.967	241.437	195.503	
	DL56	2.221	13.301	28.997	67.517	130.897	219.578	291.990	297.667	246.658	
	DL123	447.839	413.775	360.017	254.994	147.467	74.680	31.360	12.817	2.697	
	DL124	391.947	338.461	274.354	210.410	181.468	155.004	103.147	57.928	23.450	
	DL125	388.970	323.999	247.996	171.334	138.695	144.873	143.529	108.185	67.793	
	DL126	390.079	318.364	233.989	145.438	99.230	101.760	133.295	160.909	153.651	
	DL134	313.086	285.291	273.133	251.520	222.710	183.500	119.382	65.228	26.065	
	DL135	310.007	270.773	246.701	212.406	179.898	173.182	159.347	114.704	67.246	
	DL136	311.059	265.090	232.682	186.504	140.432	130.072	149.120	167.468	153.115	
	DL145	254.312	195.561	161.045	167.926	214.135	253.999	231.975	163.892	90.671	
	DL146	255.425	189.928	147.071	141.997	174.668	210.882	221.735	216.605	176.484	
	DL156	252.510	175.519	120.758	102.977	131.915	200.815	262.330	267.251	222.491	
	DL234	194.004	267.238	310.292	294.297	254.228	201.543	127.446	67.361	26.445	
	DL235	190.842	252.620	283.799	255.181	211.353	191.067	167.142	116.383	65.563	
	DL236	191.950	246.983	269.791	229.253	171.920	147.956	156.910	169.109	151.421	
	DL245	135.156	177.443	198.146	210.670	245.591	271.915	239.767	165.535	88.980	
	DL246	136.271	171.818	184.182	184.786	206.167	228.808	229.533	218.251	174.793	

좌측편재하	DL256	133.354	157.401	157.859	145.722	163.371	218.731	270.121	268.893	220.800	
	DL345	56.182	124.177	196.842	251.735	286.788	300.189	255.586	172.089	88.440	
	DL346	57.252	118.543	182.872	225.848	247.364	257.084	245.358	224.816	174.299	
	DL356	54.334	104.127	156.552	186.788	204.573	247.043	285.946	275.452	220.263	
	DL456	8.755	31.048	72.220	142.883	238.934	327.983	358.813	324.905	244.017	
	DL1234	374.085	362.423	338.286	280.850	223.781	170.636	105.719	55.453	21.565	
	DL1235	371.501	350.269	316.234	248.261	188.079	162.013	138.976	96.584	55.290	
	DL1236	372.415	345.562	304.563	226.690	155.232	126.078	130.437	140.518	126.828	
	DL1245	325.101	287.634	244.873	211.189	216.636	229.349	199.469	137.510	74.755	
	DL1246	326.015	282.925	233.199	189.616	183.758	193.418	190.971	181.488	146.310	
	DL1256	323.597	270.910	211.264	157.085	148.105	185.056	224.786	223.663	184.656	
	DL1345	259.264	243.254	243.797	245.407	250.961	252.933	212.675	142.986	74.327	
	DL1346	260.178	238.546	232.125	223.834	218.082	217.030	204.138	186.923	145.867	
	DL1356	257.760	226.530	210.187	191.299	182.426	208.634	237.954	229.133	184.221	
	DL1456	211.349	163.856	138.821	154.227	210.988	275.979	298.492	270.106	203.704	
	DL2345	159.986	228.129	274.692	281.042	277.189	267.857	219.157	144.351	72.929	
	DL2346	160.900	223.419	263.018	259.469	244.310	231.926	210.660	188.329	144.483	
	DL2356	158.493	211.444	241.090	226.941	208.659	223.563	244.469	230.494	182.784	
	DL2456	112.088	148.777	169.762	189.874	237.226	290.913	305.013	271.477	202.311	
	DL3456	46.245	104.390	168.647	224.084	271.542	314.488	318.180	276.947	201.877	
	DL12345	372.460	367.884	354.423	316.671	289.146	270.637	218.841	143.964	73.550	
	DL12346	373.380	363.181	342.788	295.102	256.270	234.705	210.338	187.903	145.094	
	DL12356	370.928	351.200	320.858	262.578	220.657	226.349	244.157	230.081	183.440	
	DL12456	324.516	288.523	249.487	225.499	249.181	293.689	304.691	271.051	202.922	
	DL13456	258.719	244.145	248.378	259.711	283.498	317.264	317.858	276.521	202.488	
	DL23456	159.412	229.056	279.313	295.356	309.736	332.198	324.379	277.892	201.095	
	DL123456	371.875	368.773	359.038	330.979	321.689	334.973	324.057	277.467	201.706	
ENV		447.839	426.770	378.289	344.735	328.320	345.039	377.016	431.012	439.210	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1919.441	1850.528	1786.128	1740.353	1719.018	1728.903	1768.555	1864.325	1933.327	

8.3.2 S2 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		437.988	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	480.769	437.988	
합성후		276.457	196.415	149.872	135.429	133.750	130.885	145.879	191.399	313.061	-
		276.494	198.904	154.503	143.109	145.281	145.973	159.816	191.178	257.891	내측풍하중
		186.943	193.232	175.577	165.032	159.656	152.251	161.557	195.877	283.021	외측풍하중
ADD		1464.937	1427.676	1381.133	1366.690	1365.011	1362.146	1377.140	1422.660	1501.541	
		1464.974	1430.165	1385.764	1374.370	1376.542	1377.234	1391.077	1422.439	1446.371	
		1375.423	1424.493	1406.838	1396.293	1390.917	1383.512	1392.818	1427.138	1471.501	
우측편재하	DB1	1.658	0.711	2.232	6.423	14.029	43.470	104.665	192.716	278.410	
	DB2	0.536	3.075	8.019	21.305	49.953	98.167	154.852	172.471	143.462	
	DB3	2.576	8.778	23.959	54.572	101.021	150.004	154.850	109.220	56.398	
	DB4	21.148	62.300	112.146	154.375	143.516	94.791	50.495	21.723	7.034	
	DB5	68.773	122.557	160.556	142.130	90.118	46.659	19.715	8.114	1.842	
	DB6	165.426	182.963	146.410	87.100	41.670	16.737	6.725	2.784	0.349	
	DB12	1.100	3.239	9.646	23.092	62.349	141.190	259.195	364.996	421.765	
	DB13	2.255	8.508	22.699	56.030	113.211	192.896	259.123	301.723	334.617	
	DB14	20.751	61.373	110.711	155.735	155.620	137.365	154.054	213.082	277.995	
	DB15	69.718	121.921	159.317	143.569	102.187	89.233	123.423	198.055	276.016	
	DB16	166.416	182.425	145.196	88.486	53.629	59.277	108.700	192.979	277.642	
	DB22	1.073	6.152	16.040	42.631	99.905	196.333	309.681	344.918	286.918	
	DB24	20.928	62.735	118.352	175.299	193.206	192.544	204.575	192.998	143.143	
	DB25	67.690	122.890	166.740	163.037	139.754	144.390	173.901	177.920	141.105	
	DB26	164.383	183.373	152.617	107.954	91.217	114.436	159.180	172.844	142.730	
	DB34	23.276	69.512	135.807	208.751	244.408	244.454	204.601	129.760	56.138	
	DB35	66.486	129.037	183.844	196.333	190.925	196.288	173.860	114.602	54.004	
	DB36	163.183	189.543	169.724	141.252	142.390	166.334	159.139	109.527	55.630	
	DB45	88.565	184.577	272.568	296.411	233.536	141.266	69.931	27.782	8.448	
	DB46	185.176	245.005	258.385	241.295	184.947	111.165	54.877	22.171	6.737	
	DB56	234.150	305.517	306.904	229.141	131.664	63.196	24.357	10.659	1.979	
	DB123	2.389	10.284	26.398	69.499	146.772	261.899	372.556	426.770	430.238	
	DB124	18.463	55.763	105.340	159.050	184.848	211.877	277.979	346.943	379.222	
	DB125	61.900	110.133	149.012	148.079	136.747	168.571	250.413	333.415	377.411	
	DB126	148.929	164.573	136.304	98.497	93.060	141.609	237.139	328.841	378.878	
	DB134	20.577	61.864	121.058	189.172	230.930	258.614	278.012	290.038	300.923	
	DB135	60.810	115.666	164.412	178.059	182.797	215.274	250.361	276.435	299.025	
	DB136	147.844	170.128	151.706	128.478	139.110	188.292	237.107	271.862	300.493	
	DB145	80.422	165.447	244.092	268.016	221.053	165.322	155.863	196.717	248.188	
	DB146	167.450	219.886	231.363	218.455	177.368	138.363	142.591	192.165	249.659	
	DB156	211.536	274.370	275.096	207.489	129.267	95.057	115.012	178.627	247.859	
	DB234	20.926	63.129	127.957	206.794	264.770	308.266	323.479	271.958	179.542	
	DB235	58.976	116.540	171.093	195.561	216.615	264.903	295.788	258.309	177.608	
	DB236	146.006	170.981	158.387	146.003	172.932	237.944	282.535	253.734	179.053	
	DB245	78.605	166.302	250.752	285.540	254.873	214.975	201.292	178.592	126.771	
	DB246	165.612	220.738	238.042	235.958	211.187	188.014	188.020	174.040	128.242	
	DB256	209.702	275.246	281.781	225.018	163.092	144.715	160.467	160.527	126.450	

	DB345	77.516	171.835	266.153	315.520	300.924	261.678	201.241	121.612	48.385	
	DB346	164.545	226.274	253.444	265.937	257.236	234.695	187.984	117.035	49.829	
	DB356	208.612	280.777	297.178	254.972	209.137	191.392	160.409	103.522	48.058	
	DB456	228.504	330.774	377.026	345.048	247.490	141.902	66.901	25.455	7.371	
	DB1234	17.124	52.005	105.646	173.389	229.757	289.052	347.783	371.023	358.271	
	DB1235	49.973	96.736	141.703	164.090	189.660	252.940	324.749	359.675	356.692	
	DB1236	122.482	142.097	131.105	122.792	153.252	230.472	313.690	355.854	357.901	
	DB1245	66.319	138.195	208.086	239.072	221.524	211.321	245.971	293.246	314.318	
	DB1246	138.830	183.577	197.489	197.755	185.116	188.854	234.933	289.427	315.530	
	DB1256	175.578	228.981	233.951	188.626	145.052	152.755	211.950	278.162	314.052	
	DB1345	65.411	142.806	220.921	264.056	259.913	250.224	245.944	245.742	249.001	
	DB1346	137.946	188.191	210.326	222.738	223.505	227.756	234.886	241.944	250.215	
	DB1356	174.670	233.591	246.785	213.610	183.421	191.679	211.924	230.679	248.717	
	DB1456	191.020	275.073	313.172	288.596	215.310	150.064	133.150	164.255	206.367	
	DB2345	63.892	143.545	226.495	278.658	288.095	291.597	283.798	230.650	147.807	
	DB2346	136.400	188.904	215.896	237.339	251.687	269.133	272.765	226.858	149.047	
	DB2356	173.145	234.305	252.334	228.208	211.601	233.053	249.780	215.590	147.546	
	DB2456	189.497	275.790	318.744	303.198	243.492	191.440	171.027	149.165	105.176	
	DB3456	188.586	280.395	331.552	328.153	281.853	230.335	170.974	101.658	39.855	
	DB12345	64.719	143.159	225.632	279.788	297.243	323.787	362.040	375.064	356.502	
	DB12346	137.226	188.517	215.030	238.465	260.810	301.297	351.001	371.265	357.717	
	DB12356	173.952	233.937	251.470	229.337	220.747	265.220	328.020	360.002	356.240	
우측편재하	DB12456	190.297	275.395	317.853	304.300	252.633	223.604	249.265	293.576	313.869	
	DB13456	189.412	280.009	330.688	329.283	291.001	262.525	249.216	246.071	248.550	
	DB23456	187.866	280.721	336.257	343.882	319.181	303.878	287.090	230.980	147.358	
	DB123456	188.695	280.355	335.374	345.011	328.328	336.068	365.332	375.394	356.053	
	DL1	1.612	0.869	2.797	8.201	18.062	48.309	106.793	186.568	283.495	
	DL2	0.595	3.822	10.191	24.101	51.226	95.208	147.611	166.262	151.049	
	DL3	3.121	11.107	26.659	55.461	96.862	140.743	146.209	107.171	63.353	
	DL4	27.125	64.006	107.030	145.062	134.856	91.657	51.945	25.064	8.681	
	DL5	75.682	119.574	151.724	133.772	87.375	48.244	22.477	10.205	2.166	
	DL6	171.040	178.091	140.320	85.928	43.691	19.548	8.468	3.437	0.355	
	DL12	1.097	3.954	12.173	28.137	67.438	142.860	253.986	352.601	434.455	
	DL13	2.623	10.674	26.112	59.131	112.816	188.264	252.495	293.477	346.605	
	DL14	26.249	62.876	106.223	148.589	150.693	138.753	157.278	209.848	284.600	
	DL15	76.353	118.907	151.202	137.351	103.155	95.354	128.005	193.829	281.320	
	DL16	171.715	177.487	139.854	89.466	59.355	66.587	112.469	187.556	282.541	
	DL22	1.190	7.641	20.375	48.193	102.409	190.376	295.218	332.527	302.140	
	DL24	26.675	65.252	115.204	168.621	185.710	186.304	198.556	189.771	152.278	
	DL25	74.485	120.746	159.889	157.286	138.151	142.879	169.227	173.684	148.915	
	DL26	169.839	179.313	148.494	109.351	94.302	114.100	153.683	167.407	150.136	
	DL34	29.584	73.383	133.222	200.302	231.542	231.953	197.201	130.726	64.624	
	DL35	73.869	128.007	177.439	188.719	183.929	188.476	167.781	114.504	61.171	
	DL36	169.276	186.596	166.093	140.830	140.091	159.701	152.234	108.219	62.346	
	DL45	100.252	182.956	258.394	278.639	222.084	139.658	74.068	33.223	10.197	
	DL46	195.503	241.437	246.966	230.712	178.243	110.704	58.103	26.267	8.127	
	DL56	246.658	297.667	291.990	219.578	130.897	67.517	28.997	13.301	2.221	

우측편재하	DL123	2.697	12.817	31.360	74.680	147.467	254.994	360.020	413.775	447.839	
	DL124	23.450	57.927	103.147	155.004	181.468	210.410	274.356	338.461	391.947	
	DL125	67.793	108.185	143.529	144.873	138.695	171.334	247.998	323.999	388.970	
	DL126	153.651	160.909	133.295	101.760	99.230	145.438	233.991	318.364	390.079	
	DL134	26.065	65.228	119.381	183.500	222.710	251.520	273.135	285.291	313.086	
	DL135	67.246	114.704	159.347	173.182	179.898	212.406	246.703	270.773	310.007	
	DL136	153.115	167.467	149.120	130.072	140.432	186.504	232.684	265.090	311.059	
	DL145	90.671	163.892	231.975	253.999	214.135	167.926	161.046	195.561	254.312	
	DL146	176.484	216.604	221.734	210.882	174.668	141.997	147.071	189.928	255.425	
	DL156	222.491	267.250	262.330	200.815	131.915	102.977	120.759	175.519	252.510	
	DL234	26.445	67.361	127.446	201.543	254.228	294.297	310.294	267.238	194.004	
	DL235	65.563	116.383	167.142	191.067	211.353	255.181	283.802	252.619	190.842	
	DL236	151.421	169.108	156.910	147.956	171.920	229.253	269.793	246.983	191.950	
	DL245	88.980	165.534	239.766	271.915	245.591	210.670	198.148	177.443	135.156	
	DL246	174.793	218.250	229.532	228.808	206.167	184.786	184.183	171.818	136.271	
	DL256	220.800	268.893	270.121	218.731	163.371	145.722	157.861	157.401	133.354	
	DL345	88.441	172.089	255.586	300.189	286.788	251.735	196.844	124.177	56.182	
	DL346	174.299	224.815	245.357	257.085	247.364	225.848	182.874	118.543	57.252	
	DL356	220.263	275.451	285.946	247.043	204.573	186.788	156.554	104.127	54.334	
	DL456	244.018	324.904	358.812	327.983	238.934	142.883	72.220	31.048	8.755	
	DL1234	21.565	55.453	105.719	170.636	223.781	280.850	338.289	362.423	374.085	
	DL1235	55.290	96.583	138.975	162.013	188.078	248.261	316.236	350.269	371.501	
	DL1236	126.828	140.518	130.437	126.078	155.231	226.690	304.565	345.562	372.415	
	DL1245	74.755	137.509	199.468	229.349	216.636	211.189	244.875	287.634	325.101	
	DL1246	146.310	181.487	190.971	193.418	183.758	189.616	233.201	282.925	326.015	
	DL1256	184.656	223.663	224.786	185.056	148.105	157.085	211.266	270.910	323.597	
	DL1345	74.327	142.986	212.675	252.933	250.961	245.407	243.799	243.254	259.264	
	DL1346	145.868	186.922	204.138	217.030	218.082	223.834	232.126	238.546	260.178	
	DL1356	184.222	229.133	237.954	208.634	182.426	191.299	210.189	226.530	257.760	
	DL1456	203.704	270.105	298.491	275.979	210.988	154.227	138.822	163.856	211.349	
	DL2345	72.929	144.351	219.157	267.857	277.189	281.042	274.694	228.129	159.986	
	DL2346	144.483	188.329	210.660	231.926	244.310	259.469	263.021	223.419	160.900	
	DL2356	182.784	230.494	244.468	223.563	208.659	226.941	241.092	211.444	158.493	
	DL2456	202.312	271.476	305.013	290.913	237.226	189.874	169.763	148.777	112.088	
	DL3456	201.877	276.946	318.180	314.488	271.542	224.084	168.648	104.390	46.245	
	DL12345	73.550	143.964	218.841	270.637	289.146	316.671	354.426	367.884	372.460	
	DL12346	145.094	187.903	210.338	234.705	256.270	295.102	342.791	363.181	373.379	
	DL12356	183.440	230.081	244.157	226.349	220.657	262.578	320.860	351.200	370.927	
	DL12456	202.922	271.051	304.690	293.689	249.181	225.499	249.489	288.523	324.516	
	DL13456	202.488	276.520	317.857	317.264	283.498	259.711	248.380	244.145	258.719	
	DL23456	201.096	277.892	324.379	332.198	309.735	295.356	279.315	229.056	159.412	
	DL123456	201.706	277.466	324.056	334.973	321.689	330.979	359.041	368.773	371.875	
좌측편재하	DB1	275.893	196.436	104.521	44.022	14.146	6.483	2.276	0.852	1.673	
	DB2	141.634	173.729	154.553	98.686	50.235	21.484	8.202	3.587	0.487	
	DB3	55.526	108.947	154.301	150.289	101.341	54.848	24.351	9.611	2.443	
	DB4	7.174	20.764	49.933	94.522	143.330	154.378	112.812	63.157	21.385	
	DB5	1.957	7.334	19.368	46.396	89.790	141.780	161.056	122.597	69.837	

좌측편재하	DB6	0.383	2.347	6.578	16.584	41.415	86.562	146.667	181.275	167.424	
	DB12	417.429	369.988	258.757	142.266	62.757	23.328	9.856	3.894	1.067	
	DB13	331.245	305.191	258.438	193.741	113.660	56.371	23.118	9.493	2.129	
	DB14	275.669	215.746	153.361	137.650	155.564	155.801	111.400	62.381	20.983	
	DB15	273.664	200.962	122.940	89.524	101.987	143.283	159.843	122.090	70.784	
	DB16	275.197	196.285	108.415	59.674	53.500	88.011	145.480	180.861	168.414	
	DB22	283.261	347.432	309.081	197.370	100.469	42.989	16.405	7.175	0.975	
	DB24	141.497	193.178	203.719	192.788	193.307	175.486	119.198	64.098	21.086	
	DB25	139.434	178.343	173.257	144.641	139.709	162.871	167.421	123.451	68.670	
	DB26	140.968	173.667	158.733	114.794	91.243	107.601	153.057	182.200	166.296	
	DB34	55.444	128.409	203.495	244.465	244.545	209.030	136.862	71.201	23.362	
	DB35	53.290	113.493	172.969	196.306	190.916	196.263	184.731	129.982	67.377	
	DB36	54.823	108.817	158.445	166.459	142.451	140.994	170.370	188.754	165.008	
	DB45	8.721	26.051	69.021	140.732	233.022	296.064	273.733	185.498	89.857	
	DB46	6.935	20.783	54.167	110.735	184.503	240.760	259.306	244.193	187.397	
	DB56	2.134	9.442	23.863	62.774	131.079	228.252	307.660	303.864	237.207	
	DB123	425.561	431.024	371.670	263.127	147.431	69.970	26.940	11.630	2.228	
	DB124	375.489	350.472	277.086	212.601	185.054	159.276	106.126	57.124	18.606	
	DB125	373.656	337.163	249.710	169.300	136.822	147.989	149.650	110.751	62.790	
	DB126	375.040	332.948	236.613	142.434	93.199	98.238	136.725	163.630	150.659	
	DB134	298.048	292.189	276.894	259.127	231.168	189.482	122.032	63.519	20.656	
	DB135	296.130	278.803	249.436	215.794	182.905	178.054	165.236	116.629	61.620	
	DB136	297.515	274.589	236.360	188.908	139.282	128.303	152.313	169.531	149.493	
	DB145	246.229	198.364	154.927	165.337	220.707	267.760	245.159	166.393	81.582	
	DB146	247.617	194.172	141.834	138.473	177.085	218.029	232.214	219.272	169.449	
	DB156	245.794	180.853	114.444	95.173	128.855	206.746	275.800	273.002	214.285	
	DB234	177.279	271.874	322.216	308.743	265.149	207.211	129.072	65.100	20.939	
	DB235	175.327	258.441	294.718	265.388	216.863	195.666	172.056	117.856	59.709	
	DB236	176.690	254.225	281.642	238.525	173.243	145.938	159.134	170.737	147.579	
	DB245	125.427	178.004	200.212	214.954	254.667	285.393	251.960	167.601	79.689	
	DB246	126.815	173.812	187.118	188.089	211.044	235.641	239.032	220.477	167.534	
	DB256	124.998	160.518	159.754	144.795	162.820	224.384	282.624	274.231	212.375	
	DB345	47.901	119.644	199.938	261.448	300.750	315.458	267.546	173.479	78.519	
	DB346	49.263	115.426	186.859	234.560	257.125	265.706	254.620	226.358	166.388	
	DB356	47.467	102.134	159.474	191.263	208.897	254.424	298.207	280.107	211.205	
	DB456	7.668	23.511	65.948	141.276	246.794	344.251	378.305	330.082	231.458	
	DB1234	354.510	373.758	346.628	289.870	230.169	173.786	106.597	53.760	17.136	
	DB1235	352.914	362.590	323.754	253.763	189.963	164.225	142.528	97.927	50.591	
	DB1236	354.055	359.069	312.843	231.374	153.607	122.787	131.749	141.988	123.799	
	DB1245	311.321	295.561	244.968	211.723	221.449	238.998	209.114	139.372	67.228	
	DB1246	312.464	292.041	234.078	189.336	185.094	197.540	198.336	183.453	140.439	
	DB1256	310.966	280.960	211.253	153.242	144.922	188.147	234.675	228.228	177.812	
	DB1345	246.721	246.908	244.756	250.451	259.865	264.053	222.103	144.270	66.253	
	DB1346	247.866	243.409	233.846	228.063	223.509	222.595	211.327	188.356	139.488	
	DB1356	246.348	232.326	211.042	191.991	183.318	213.201	247.663	233.126	176.837	
	DB1456	204.778	165.302	132.259	149.955	214.828	287.978	314.254	274.595	193.478	
	DB2345	146.039	229.953	282.489	291.795	288.163	278.747	227.794	145.303	64.671	

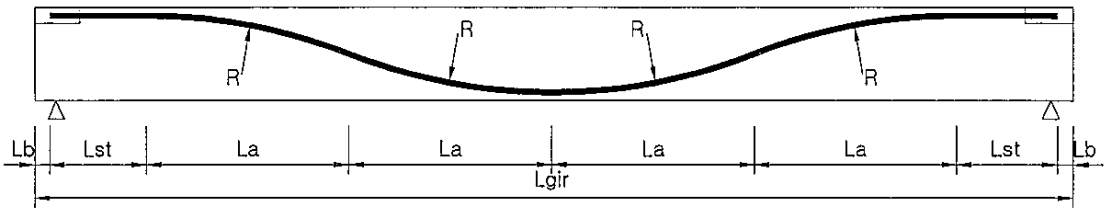
	DB2346	147.209	226.460	271.604	269.410	251.808	237.287	217.013	189.362	137.878	
	DB2356	145.689	215.375	248.777	233.335	211.614	227.891	253.329	234.134	175.248	
	DB2456	104.098	148.349	170.015	191.301	243.127	302.671	319.943	275.605	191.892	
	DB3456	39.496	99.692	169.777	230.022	281.515	327.698	332.904	280.498	190.913	
	DB12345	352.857	377.172	360.628	324.404	297.408	279.925	226.952	145.011	65.504	
	DB12346	354.003	373.672	349.737	301.994	261.027	238.461	216.169	189.069	138.711	
	DB12356	352.506	362.592	326.914	265.922	220.856	229.068	252.486	233.861	176.062	
	DB12456	310.915	295.566	248.151	223.885	252.365	303.822	319.072	275.304	192.698	
	DB13456	246.313	246.911	247.916	262.631	290.759	328.876	332.062	280.206	191.747	
	DB23456	145.633	229.957	285.670	303.955	319.055	343.566	337.748	281.212	190.137	
	DB123456	352.451	377.176	363.809	336.563	328.299	344.744	336.886	280.941	190.973	
	DL1	278.149	192.650	106.619	49.022	18.176	8.255	2.855	1.044	1.641	
	DL2	147.928	168.507	147.267	96.024	51.618	24.317	10.403	4.471	0.531	
	DL3	62.207	106.992	145.351	141.260	97.407	55.844	27.159	12.169	2.937	
	DL4	8.912	23.851	51.175	91.211	134.492	145.096	108.075	65.019	27.308	
	DL5	2.323	9.212	22.044	47.888	86.843	133.140	152.482	119.400	77.170	
	DL6	0.400	2.883	8.301	19.369	43.346	85.119	140.584	175.161	174.615	
	DL12	425.999	360.949	253.477	144.395	67.969	28.401	12.407	4.789	1.056	
	DL13	340.134	299.407	251.472	189.503	113.500	59.581	26.630	11.928	2.447	
	DL14	279.618	214.563	156.360	139.021	150.469	148.687	107.284	64.087	26.424	
	DL15	276.230	198.855	127.406	95.715	102.763	136.783	151.981	118.893	77.857	
좌	DL16	277.291	193.109	112.131	67.114	59.149	88.720	140.141	174.711	175.303	
측	DL22	295.897	337.018	294.532	192.007	103.192	48.625	20.799	8.938	1.061	
편	DL24	149.509	190.624	197.461	186.667	185.740	168.880	116.463	66.916	26.753	
재	DL25	146.042	174.846	168.453	143.336	138.010	156.882	160.863	121.243	75.856	
하	DL26	147.103	169.097	153.170	114.723	94.350	108.770	148.974	177.048	173.294	
	DL34	63.824	129.150	195.590	232.016	231.725	200.717	134.768	75.466	29.553	
	DL35	60.272	113.235	166.492	188.634	183.942	188.474	178.690	129.011	75.077	
	DL36	61.288	107.477	151.207	160.025	140.291	140.408	166.851	184.836	172.569	
	DL45	10.615	31.012	72.858	138.856	221.186	278.043	260.192	183.860	101.880	
	DL46	8.434	24.504	57.161	110.065	177.533	229.938	248.268	239.581	199.211	
	DL56	2.428	11.762	28.400	66.968	130.021	218.136	293.011	294.556	251.714	
	DL123	439.210	421.137	358.791	256.844	148.434	75.290	32.016	14.524	2.478	
	DL124	384.663	344.725	273.223	211.386	181.620	155.296	104.300	59.598	23.522	
	DL125	381.590	330.542	247.152	172.394	138.695	144.568	144.426	108.772	69.050	
	DL126	382.555	325.382	233.380	146.647	99.398	101.296	133.749	159.009	156.785	
	DL134	307.574	289.371	271.537	252.226	223.000	183.933	120.792	67.276	26.039	
	DL135	304.404	275.130	245.395	213.197	180.035	173.020	160.495	115.748	68.355	
	DL136	305.313	269.920	231.611	187.445	140.738	129.751	149.824	166.024	156.101	
	DL145	250.043	198.828	159.831	167.843	213.455	253.517	233.607	164.852	92.144	
	DL146	251.011	193.671	146.092	142.064	174.155	210.241	222.923	215.078	179.834	
	DL156	247.998	179.542	120.065	103.127	131.251	199.574	263.267	264.600	227.051	
	DL234	190.485	267.841	308.536	295.089	254.746	202.122	129.035	69.817	26.332	
	DL235	187.235	253.498	282.335	256.059	211.718	191.053	168.463	117.886	66.554	
	DL236	188.198	248.337	268.562	230.280	172.453	147.783	157.787	168.124	154.289	
	DL245	132.882	177.233	196.775	210.674	245.137	271.581	241.573	166.954	90.334	
	DL246	133.853	172.083	183.045	184.939	205.882	228.315	230.895	217.184	178.024	

좌측편재하	DL256	130.837	157.946	157.009	145.958	162.934	217.638	271.232	266.702	225.240	
	DL345	55.685	121.781	195.008	251.470	286.473	299.999	257.641	173.964	89.648	
	DL346	56.611	116.620	181.273	225.732	247.217	256.735	246.970	224.204	177.383	
	DL356	53.596	102.485	155.239	186.756	204.274	246.093	287.307	273.716	224.557	
	DL456	9.196	28.565	70.976	141.987	237.815	326.717	360.666	323.079	248.689	
	DL1234	367.159	367.506	336.701	282.052	224.317	171.168	107.059	57.644	21.473	
	DL1235	364.500	355.583	314.890	249.534	188.487	162.050	140.095	97.952	56.134	
	DL1236	365.294	351.272	303.415	228.087	155.780	125.982	131.187	139.814	129.236	
	DL1245	319.211	292.041	243.607	211.733	216.363	229.119	200.992	138.810	75.902	
	DL1246	320.004	287.727	232.129	190.284	183.625	193.056	192.125	180.715	149.022	
	DL1256	317.505	275.947	210.432	157.822	147.846	184.194	225.731	221.954	188.375	
	DL1345	254.855	245.838	242.145	245.727	250.803	252.823	214.406	144.666	75.352	
	DL1346	255.649	241.525	230.669	224.279	218.064	216.787	205.500	186.530	148.456	
	DL1356	253.149	229.744	208.969	191.813	182.281	207.892	239.107	227.803	187.819	
	DL1456	207.850	166.162	137.680	154.012	210.162	274.970	300.048	268.706	207.604	
	DL2345	157.240	227.815	272.909	281.434	277.220	267.870	221.034	146.413	73.854	
	DL2346	158.033	223.501	261.431	259.985	244.482	231.806	212.166	188.319	146.974	
	DL2356	155.544	211.760	239.741	227.527	208.704	222.943	245.766	229.547	186.282	
	DL2456	110.251	148.185	168.490	189.731	236.590	290.027	306.715	270.461	206.113	
	DL3456	45.889	101.975	166.989	223.717	271.021	313.722	320.090	276.310	205.556	
	DL12345	365.718	372.153	352.517	317.603	289.282	270.699	220.736	146.144	74.495	
	DL12346	366.517	367.846	341.077	296.159	256.546	234.634	211.863	188.010	147.603	
	DL12356	363.984	356.096	319.385	263.704	220.806	225.779	245.474	229.251	186.957	
	DL12456	318.684	292.512	248.092	225.897	248.649	292.851	306.411	270.152	206.742	
	DL13456	254.367	246.313	246.597	259.885	283.081	316.546	319.786	276.001	206.185	
	DL23456	156.723	228.325	277.401	295.602	309.508	331.603	326.453	277.755	204.694	
	DL123456	365.191	372.624	357.002	331.767	321.565	334.427	326.148	277.447	205.323	
ENV		439.210	431.024	377.026	345.048	328.328	344.744	378.305	426.770	447.839	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1904.184	1861.189	1783.864	1741.341	1719.245	1728.256	1771.123	1853.908	1949.380	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 57.853 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.315 m , La = 11.625 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.405 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.315 + 0.405 × 57.853 = 24.724 m

▷ 마찰손실량 산정

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

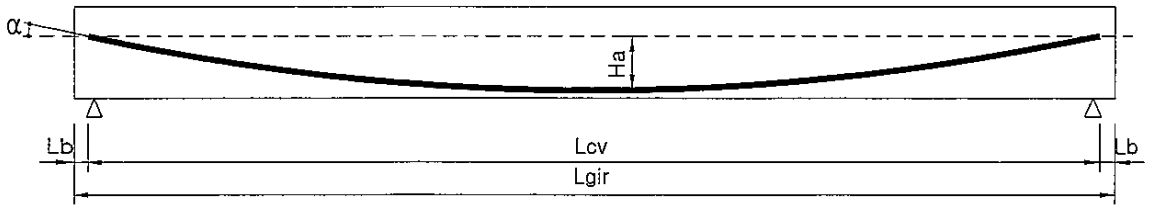
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 277806 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 246213 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 49.130 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

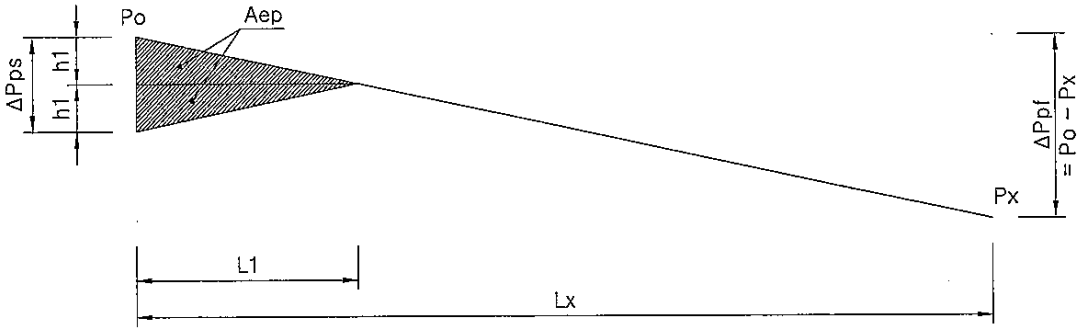
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 지간중앙부까지의 강선길이(x) = Lt / 2

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

	Ha	a	α(rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.625	0.002693	0.13154	49.273	24.636	0.250	0.005	469619
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	441013
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	412094
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	382950

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	24.565	5011	1508400	17.349	173888	0
C2	24.565	5011	1508400	17.349	173888	0
T1	24.724	11236	1165080	10.183	228832	0
T2	24.636	19062	2663040	11.820	450611	0
T3	24.599	17928	2663040	12.188	437002	0
T4	24.576	16768	2663040	12.602	422634	0
T5	24.565	15589	2663040	13.070	407500	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 - ΔPpf - ΔPps
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 1.01095 m^2 , Inet = 0.87631 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 8215500 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3250000	-469619	0	2780381	-1.002517	4
T3	3250000	-441013	0	2808987	-1.002517	1
T4	3250000	-412094	0	2837906	-1.002517	2
T5	3250000	-382950	0	2867050	-1.002517	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.000	18.125	-2.350	15.776	108.536	240.864
T4	6.062	12.063	-2.350	9.714	66.830	148.309
T5	6.124	5.939	-2.350	3.589	24.695	54.803
T2	5.939	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	24.125	36.127	-9.399	26.729	183.895	408.100

Δfpe의 평균치 : 45.974 MPa

ΔPpe의 평균치 : 102.025 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	-690000	123106	0	0	-566894	1.34748	-763880
C2	-690000	123106	0	0	-566894	1.34748	-763880
PS강봉 소계(압축)					-1133787	1.34748	-1527759
T1	1380000	-277806	0	0	1102194	-1.01252	-1115990
T2	3250000	-469619	0	35875	2816256	-1.00252	-2823344
T3	3250000	-441013	0	-240864	2568123	-1.00252	-2574586
T4	3250000	-412094	0	-148309	2689598	-1.00252	-2696366
T5	3250000	-382950	0	-54803	2812248	-1.00252	-2819325
PS강연선 소계(인장)					11988418	-1.00383	-12029610

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5133.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2561.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4552.40	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5133.50}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.009	-5.772	47.564	-33.114	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2561.30}{1.98104} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fal	MPa	1.377	1.098	1.220	-2.142	6.851	-12.827	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4552.4 + 0}{1.98104} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fll	MPa	2.448	1.951	2.168	-3.807	12.178	-22.798	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6731} + n \cdot \frac{549.3}{1.9810} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.082	4.138	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.10 = 152.601$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.27 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.11 + -1.98 = -7.10$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \quad -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5134}{0.96846} \quad -0.965 = -5.115 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2561}{1.98104} \quad -1.532 = -1.981 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -152.601 \times 0.0098 = -1502.766$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1502.766}{1.6731} + n \cdot \frac{2302.902}{1.9810} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fcr	MPa	0.430	0.179	0.199	-2.824	0.345	17.348	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 450.99\ + 47.56\ + 6.85\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.162\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.162 \times 0.0025 = -38.118\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.118}{1.6731} + n \cdot \frac{-31.201}{1.9810} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	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	286.132	0.000	36.400	152.601	5.521
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	152.601	9.120
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	152.601	22.493
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	152.601	19.234
T5	0.002219	172.5621	-24.695	36.400	152.601	15.940
Σ	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	763.003	72.308
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	152.601	14.462

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.462 \times 0.0098 = -142.41\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-142.41}{1.6731} + n \cdot \frac{218.24}{1.9810} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgs	MPa	0.041	0.017	0.019	-0.268	0.033	1.644	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2794176000 = 385.081$

$B = 1 + m = 1 + 385.081 = 386.081$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 385.081 \times 0.12 = -44.699$ m

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

$= 2.283 + 0.888 + 385.081 \times 0.005 + 385.081 \times 0.014$

$= 10.564$

$P = (1383.68 + 1152.42423) / 2 \times (138.7 \times 71)$

$= 12487397$ 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)

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

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

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

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

$= -1676423.223$ N

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

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

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

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

$= -199649.213$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 115645.849$ N

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

$= 13388.949$ 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

$= 2.815$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.945$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.800$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.536$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.178$ MPa

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

$= -0.220$ MPa

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

$= 0.400$ MPa

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

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.815	2.945	-5.800	1.536	-5.321	1.361	
fsh2	MPa	-0.178	-0.220	0.400	-0.106	0.366	-0.094	
f2	MPa	2.637	2.726	-5.401	1.431	-4.954	1.268	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G8거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5514.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2865.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3760.90	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5514.70}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.604	-6.201	51.096	-35.573	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2865.10}{1.99444} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fal	MPa	1.520	1.210	1.345	-2.390	7.543	-14.322	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3760.9 + 0}{1.99444} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fll	MPa	1.996	1.589	1.765	-3.138	9.901	-18.800	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{549.3}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fsh	MPa	0.100	0.041	0.045	-0.671	0.069	4.123	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.70 = 148.401$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.49 + -2.20 = -7.70$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5515}{0.96846} -0.965 = -5.495 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2865}{1.99444} -1.532 = -2.201 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -148.401 \times 0.0098 = -1461.410$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1461.410}{1.6850} + n \cdot \frac{2239.526}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fcr	MPa	0.408	0.165	0.184	-2.736	0.281	16.810	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$= (\ 450.99\ + 51.10\ + 7.54\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.289\ Mpa$

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.289 \times 0.0025 = -38.436\ kN$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.436}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.462}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.010	

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	286.132	0.000	36.400	148.401	5.731
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	148.401	9.330
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	148.401	22.703
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	148.401	19.444
T5	0.002219	172.562	-24.695	36.400	148.401	16.150
Σ	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	742.006	73.358
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	148.401	14.672

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.672 \times 0.0098 = -144.48\ kN$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-144.48}{1.6850} + n \cdot \frac{221.41}{1.9944} \cdot y$$

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	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
frgs	MPa	0.040	0.016	0.018	-0.270	0.028	1.662	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00279418 = 385.081$

$B = 1 + m = 1 + 385.081 = 386.081$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 385.081 \times 0.12 = -44.699$ m

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

$= 2.283 + 0.888 + 385.081 \times 0.005 + 385.081 \times 0.014$

$= 10.564$

$P = (1383.68 + 1156.95881) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12509724$ 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)

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

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

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

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

$= -1766103.554$ N

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

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

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

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

$= -210785.748$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 115645.849$ N

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

$= 13388.949$ 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

$= 2.985$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 3.083$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -6.111$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.619$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.178$ MPa

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

$= -0.220$ MPa

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

$= 0.400$ MPa

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

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.985	3.083	-6.111	1.619	-5.606	1.435	
fsh2	MPa	-0.178	-0.220	0.400	-0.106	0.366	-0.094	
f2	MPa	2.807	2.864	-5.712	1.513	-5.239	1.341	

10.3 G9거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1134	1.347	-1527.76	
	강선	gs	11988	-1.004	-12029.61	
합성전 고정하중		bl			5133.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2883.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4543.80	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10855 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1134}{0.002514} = 450.989 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11988}{0.0098477} = -1217.383 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5133.50}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.009	-5.772	47.564	-33.114	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2883.30}{1.98104} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fal	MPa	1.550	1.236	1.373	-2.411	7.713	-14.440	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4543.8 + 0}{1.98104} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fll	MPa	2.443	1.948	2.164	-3.799	12.155	-22.755	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6731} + n \cdot \frac{549.3}{1.9810} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.082	4.138	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.86 - 7 \times 7.35 = 150.857$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.27 + -9.41 = 16.86$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.11 + -2.23 = -7.35$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10855}{1.011} + \frac{-13557}{0.87631} \quad -1.004 = 26.267 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5134}{0.96846} \quad -0.965 = -5.115 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2883}{1.98104} \quad -1.532 = -2.230 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -150.857 \times 0.0098 = -1485.595$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1485.595}{1.6731} + n \cdot \frac{2276.589}{1.9810} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
fcr	MPa	0.425	0.177	0.196	-2.792	0.341	17.150	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$= (\ 450.99\ + 47.56\ + 7.71\ ) \times\ 0.03\ =\ 15.188\ Mpa$

$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -15.188 \times 0.0025 = -38.183\ kN$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-38.183}{1.6731} + n \cdot \frac{-31.254}{1.9810} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgb	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	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	286.132	0.000	36.400	150.857	5.608
T2	0.002219	211.616	16.166	36.400	150.857	9.207
T3	0.002219	198.726	-108.536	36.400	150.857	22.580
T4	0.002219	185.695	-66.830	36.400	150.857	19.322
T5	0.002219	172.562	-24.695	36.400	150.857	16.027
Σ	0.009848	1054.732	-183.895	182.000	754.286	72.744
avg	0.001970	210.946	-36.779	36.400	150.857	14.549

$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.549 \times 0.0098 = -143.27\ kN$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-143.27}{1.6731} + n \cdot \frac{219.56}{1.9810} \cdot y$$

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	1.184	0.944	0.944	-1.656	0.819	-1.532	
frgs	MPa	0.041	0.017	0.019	-0.269	0.033	1.654	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00279418 = 385.081$

$B = 1 + m = 1 + 385.081 = 386.081$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 385.081 \times 0.12 = -44.699\ m$

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

$= 2.283 + 0.888 + 385.081 \times 0.005 + 385.081 \times 0.014$

$= 10.564$

$P = (1383.68 + 1154.30691) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12496667\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1675836.597\ N$

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

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

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

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

$= -199569.712\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 115645.849\ N$

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

$= 13388.949\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$f_{C2}' = -N_\phi / A_{c2} - ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2' / I_{c2})$: 슬래브 상연응력

$= 2.813$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.945$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.798$ MPa

$f_{C1} = N_\phi / A_{c1} - ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1 / I_{c1})$: 거더 하연응력

$= 1.536$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.178$ MPa

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

$= -0.220$ MPa

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

$= 0.400$ MPa

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

$= -0.106$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.813	2.945	-5.798	1.536	-5.319	1.361	
fsh2	MPa	-0.178	-0.220	0.400	-0.106	0.366	-0.094	
f2	MPa	2.635	2.725	-5.399	1.430	-4.952	1.267	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.833

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.009	-5.772	47.564	-33.114	
4	fal	1.377	1.098	1.220	-2.142	6.851	-12.827	
5	fll	2.448	1.951	2.168	-3.807	12.178	-22.798	
6	fsh	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.082	4.138	
7	fcr	0.430	0.179	0.199	-2.824	0.345	17.348	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.009	
9	frgs	0.041	0.017	0.019	-0.268	0.033	1.644	
10	f2	2.637	2.726	-5.401	1.431	-4.954	1.268	
계		6.998	5.979	7.985	3.559	512.858	-1261.716	
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) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	±2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	±0.0022
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	±1267.235
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 : 0.836

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.604	-6.201	51.096	-35.573	
4	fal	1.520	1.210	1.345	-2.390	7.543	-14.322	
5	fll	1.996	1.589	1.765	-3.138	9.901	-18.800	
6	fsh	0.100	0.041	0.045	-0.671	0.069	4.123	
7	fcr	0.408	0.165	0.184	-2.736	0.281	16.810	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.010	
9	frgs	0.040	0.016	0.018	-0.270	0.028	1.662	
10	f2	2.807	2.864	-5.712	1.513	-5.239	1.341	
계		6.834	5.851	7.973	3.721	514.437	-1262.132	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	1267.235
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 : 0.834

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.044	28.181	450.989	-1217.383	
계				1.761	17.610	450.989	-1217.383	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.009	-5.772	47.564	-33.114	
4	fal	1.550	1.236	1.373	-2.411	7.713	-14.440	
5	fll	2.443	1.948	2.164	-3.799	12.155	-22.755	
6	fsh	0.103	0.043	0.047	-0.674	0.082	4.138	
7	fcr	0.425	0.177	0.196	-2.792	0.341	17.150	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.003	-0.231	0.009	
9	frgs	0.041	0.017	0.019	-0.269	0.033	1.654	
10	f2	2.635	2.725	-5.399	1.430	-4.952	1.267	
계		7.160	6.111	8.134	3.327	513.694	-1263.474	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	±777.00	±1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-566.894	-566.894	1102.194	2816.256	2568.123	2689.598	2812.248
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-450.989	-450.989	1135.229	1269.041	1157.229	1211.967	1267.235
응 력 검 토		±777.00	±777.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00	±1312.00
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.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	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5133.50	30891	0.9685	42.92
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9810	7.06
프리스트레스 도입직후	-13557.37	30891	0.8763	-125.26
프리스트레스 손실	2400.38	30891	1.9810	9.81
활하중	4552.40	30891	1.9810	18.61

(2) G2~G8 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m^4)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5514.70	30891	0.9685	46.10
합성후 고정하중	2865.10	30891	1.9944	12.11
프리스트레스 도입직후	-13557.37	30891	0.8763	-125.26
프리스트레스 손실	2400.38	30891	1.9810	9.81
활하중	3760.90	30891	1.9810	15.37

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.47$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 259.443 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

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3} =$ 0.48

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25(=$ 656 일 < 1500 일

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

= 1.47 ×2.425 ×0.482 = 1.718

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

= 1.718 × 0.48 = 0.825

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.22

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 259.443

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

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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + 25(=$ 656 일 < 1500 일

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

= 1.22 ×2.425 ×0.391 = 1.157

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

= 1.157 × 0.98 = 1.134

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -125.26) = -40.72 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 42.92 + 7.06 + -115.45)

= 11.83 mm

(4) G2~G8 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -125.26) = -40.72 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 46.10 + 12.11 + -115.45)

= 21.17 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G8 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-49.35	-49.35	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-90.07	-90.07	
바닥판 타설 후	-47.15	-43.97	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-18.46	-0.88	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	18.61	15.37	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 mm

(1) G1 거더

δv = 18.61 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G8 거더

δv = 15.37 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 30471050.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2750.0	mm				(압축 플랜지의 폭)
dp =	2716.0	mm				
Ap1 =	0.0098477	m^2	=	9847.7	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)

$\beta 1 = 0.85 - [\ 0.007 \times (Fck - 28)\ ] = 0.857$

$\rho p1 = Ap / (b \times dp) = 0.001318$

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

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

$Fps = Fput \times [1 - (rp1/\beta 1) \times \rho p1 \times (Fput / Fck)] =$ 1842.4 MPa

5) 해석단면 결정

$a = (Ap \times Fps) / (0.85 \times Fck \times b) =$ 287.5 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 287.5 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = $\rho p \times Fps / Fck =$ 0.090

qp (=0.09) < $0.36 \times \beta 1$ (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

$\Phi \cdot Mn = \Phi\ [\ Apw \times Fps \times dp \times (1 - 0.59 \times Apw \times Fps / (\ bo \times dp \times Fck))$

$+ 0.85 \times Fck\ (b - bo) \times t \times (dp - 0.5\ t)\ ]$ = 58882.89 kN · m

$\Phi \cdot Mn$ (=58882.889) > Mu (=30471.05) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

$1.2 \cdot Mcr = Zbo \times (0.5 \times \sqrt{Fck} + fbe - fd) =$ -34171.752 kN · m

fpe = 23.471 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

$1.2 \cdot Mcr$ (=-34171.752 < $\Phi \cdot Mn$ (=58882.889) ---------- 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	725.88	5.54
합성전	407.68	1.64
합성후	268.12	18.74
활하중	430.29	26.08

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2747.3 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) = 12484.0 kN · m

fpe = 23.471 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 82.57 kN · m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 725.88 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1803.66 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 273965.61 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 273965.61 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10597129 N = 10597.13 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10597.1 kN

3) øVc = 0.80 × 10597.1 = 8477.7 kN

1/2 øVc = 4,238.852 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

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	695.79	385.42
합성전	398.79	220.14
합성후	260.80	126.71
활하중	422.15	222.32

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2669.6 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) = 12484.0 kN · m

fpe = 23.471 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 928.89 kN · m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 695.79 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1765.09 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 24549.46 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 24549.46 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4489918.77 N = 4489.92 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4489.9 kN

3) øVc = 0.80 × 4489.9 = 3591.9 kN

1/2 øVc = 1,795.968 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1950mm) 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	533.73	2806.60
합성전	334.11	1685.90
합성후	207.53	1063.40
활하중	366.32	1637.70

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2185.6 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) = 12484.0 kN·m

fpe = 23.471 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 7095.15 kN·m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 533.73 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1491.72 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 3289.97 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 3289.97 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4489918.77 N = 4489.92 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10309958 / 1010953 = 10.198 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9176171 × 0.2675 = 2454181.99 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3290.0 kN

3) ø Vc = 0.80 × 3290.0 = 2632.0 kN

1/2 ø Vc = 1,315.989 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$Av = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (2185.6 - 2632.0) × 400

/ (0.80 × 300 × 2080.00)

= - 357.70 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

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.074$$

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

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.193$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 957000$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.193 \times 957000 = 184701$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 184701 / (2.75 \times 0.80)$

$= 0.168$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 1401.7 x 1000 /(0.800 x 2.272) = 0.771 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 430.3 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.237 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.771 + 2.15 x 0.237

= 1.512 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(0.771 + 0.237 + 0.054)

= 1.381 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.054 + 0.168)

= 0.289 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

6) 전단연결재의 배차간격 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

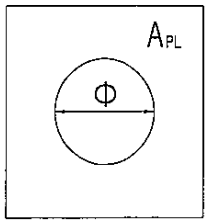
- 사용 철근량 Use Av = D 16 x 2 ea = 0.000398 ㎡
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

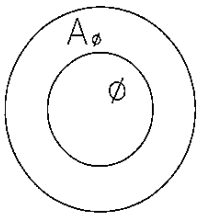
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

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	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,250,000	2,816,256	2,345,573
T3	3,250,000	2,568,123	2,138,910
T4	3,250,000	2,689,598	2,240,083
T5	3,250,000	2,812,248	2,342,234

* 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	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/16연선	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	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	O.K
T3	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	O.K
T4	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	35.2	O.K
T5	15.2/16연선	3,250,000	0.107	30.3	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	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/16연선	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	15.2/16연선	2,816,256	0.107	26.3	33.9	O.K
T3	15.2/16연선	2,568,123	0.107	24.0	33.9	O.K
T4	15.2/16연선	2,689,598	0.107	25.1	33.9	O.K
T5	15.2/16연선	2,812,248	0.107	26.3	33.9	O.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 295 mm

h(정착단면의 치수) = 2600 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.137706146

∑Po (도입긴장력) = 13000000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 13000000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 13000000 × sin 0.13771

= 3038840.0 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 3038839.95 / (0.8 × 300.0) = 15194.2 mm^2

e = 2600 / 2 - (250 x 4 + 500 x 2 + 500 x 1) / 4

= 675 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.13771

= 0.5 × (2600 - 2 × 67.50) + 5 × 67.50 × sin 0.13771

= 1233.3 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 × 1233.3 = 3083.25 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 × 3038839.950 = 60776.799 N

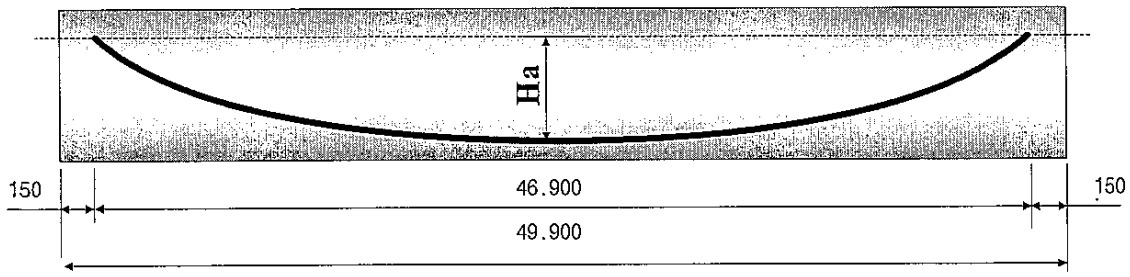
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 60776.799 / 180 = 337.649 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	49.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	2.360	49.449	0.40464
T2	0.0022192	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0022192	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0022192	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0022192	200000	0.125	49.131	0.01018

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	5	-690.00	-566.89	49.130	-122.815
C2	5	-690.00	-566.89	49.130	-122.815
T1	5	1380.00	1102.19	49.449	316.051
T2	4	3250.00	2816.26	49.273	336.723
T3	1	3250.00	2568.12	49.199	322.463
T4	2	3250.00	2689.60	49.151	328.878
T5	3	3250.00	2812.25	49.131	335.530

17. 신축이음의 설계 (북현삼교 A1, A2)

가) 신축량 계산 (BICON 거더교)

① 온도변화에 의한 이동량

$\Delta Lt = \Delta T \times \alpha \times L$ -신축거더의 길이는 고정단으로부터의 거리(도로교 설계기준 2005 2.4.2.2)

여기서, ΔT : 온도변화 (40 ℃) -콘크리트교의 경우 온도변화 40℃(도로설계요령 6.2.2)

α : 선팽창계수(0.00001) 강교:1.2*10⁻5 콘크리트교:1.0*10⁻5

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLt = 40 ×0.00001 × 50 = 0.0200 m

② 건조 수축 신축량

$\Delta Lsh = 0.1 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.1 × 50 = 0.005 m

③ creep 신축량

$\Delta Lsh = 0.2 \times L$

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

ΔLsh = 0.2 × 50 = 0.010 m

④ 신축 여유량

(20 mn+ 5.000 mn + 10.000 mn) × 20 % + 10.0 mn = 17.0 mm

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

∴ 20 mn + 5.000 mn + 10.000 mn + 17.0 = 52.0 mm

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	20.0	5.0	10.0	17.0	52.0	

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. 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)	856	819.994	O.K
	허용인발력(kN/EA)	370.9	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	125.848	O.K
	전단응력(MPa)	80	15.842	O.K
	수평변위(mm)	15	10.395	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1284	1192.597	O.K
	허용인발력(kN/EA)	556.4	-269.613	O.K
	휨응력(MPa)	210	148.504	O.K
	전단응력(MPa)	120	24.288	O.K
	수평변위(mm)	15	8.98	O.K

■ 단면 휨 설계

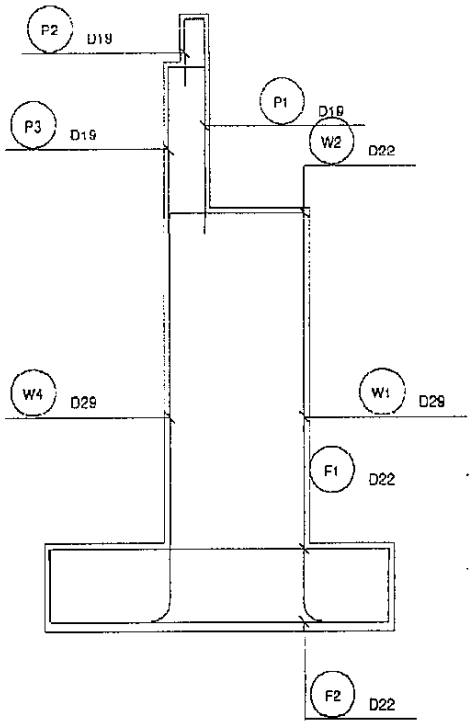
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1500	150	2193.78	3096.8	746.184	1048.092	1.405	O.K
후면저판		1500	100	2269.33	3096.8	800.493	1087.576	1.359	O.K
벽체 : H=9.558		2600	100	3470.55	5139.2	2189.89	3226.719	1.473	O.K
흉벽		800	80	1100.75	2292	199.826	410.961	2.057	O.K
좌측날개벽	A(T=620 mm)	620	80	1142	2292	154.808	305.759	1.975	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	1054.25	2292	143.087	305.759	2.137	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1288.19	2292	174.273	305.759	1.754	O.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	620	80	1387.85	2292	187.495	305.759	1.631	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	1234.13	2292	167.084	305.759	1.83	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1522.28	2292	205.273	305.759	1.49	O.K

■ 사용성 검토

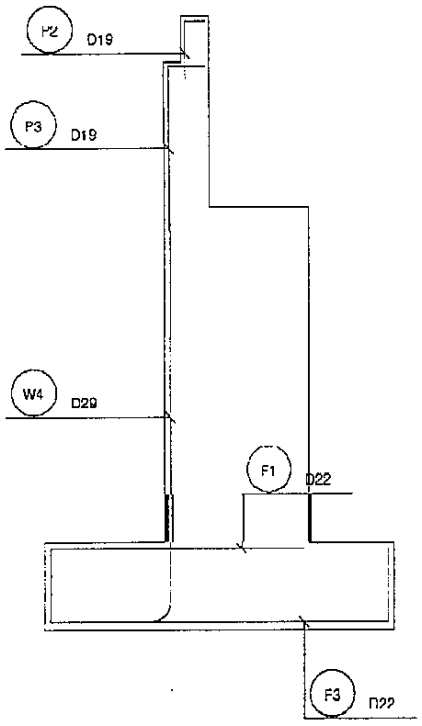
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		123.313	150	125	291.119	O.K
후면저판		101.439	150	125	553.826	O.K
벽체 : H=9.558		74.656	150	125	841.083	O.K
흉벽		76.045	150	125	828.458	O.K
좌측날개벽	A(T=620 mm)	79.281	150	125	794.645	O.K
	B(T=620 mm)	73.278	150	125	859.743	O.K
	C(T=620 mm)	89.249	150	125	705.892	O.K
우측날개벽	A(T=620 mm)	96.02	150	125	643.89	O.K
	B(T=620 mm)	85.567	150	125	736.262	O.K
	C(T=620 mm)	105.125	150	125	572.859	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

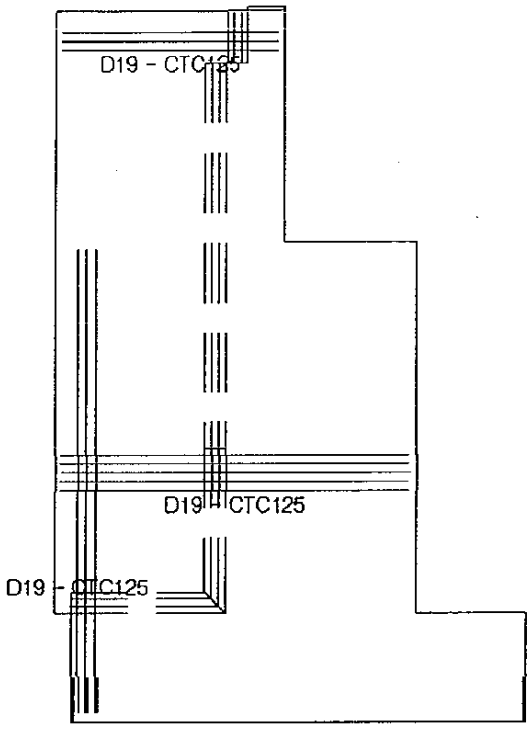


- ② Cycle (CTC = 250)

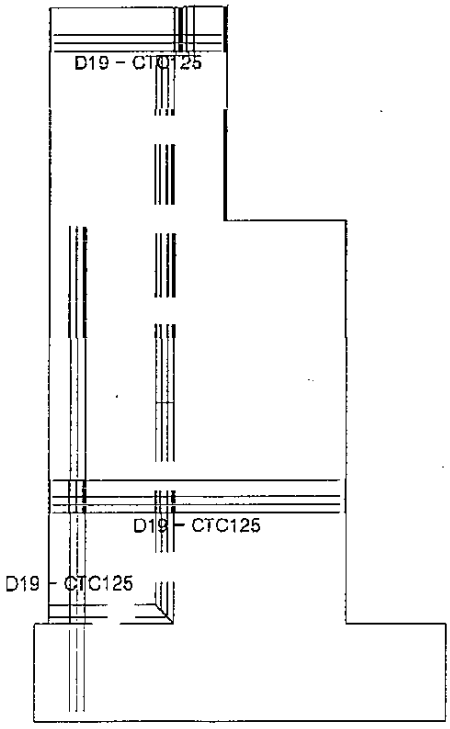


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대	
(2) 상 부 형 식	: PC GIRDER	
(3) 교 량 등 급	: 1 등교	
(4) 교 대 총 폭	: B = 26.323 M	
(5) 교 대 총높이	: H = 11.058 M	
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초	
(7) SKEW	: 69.400 °	

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	: q1 = 10.000 kN/m	
(5) 상부 고정하중 반력	: Rd = 481.280 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 110.545 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: $\Phi 1$ = 35.000 °	
(2) 기초지반의 N치	: N = 7.000	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\Phi 2$ = 25.247 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}	
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²	
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.303 : 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]

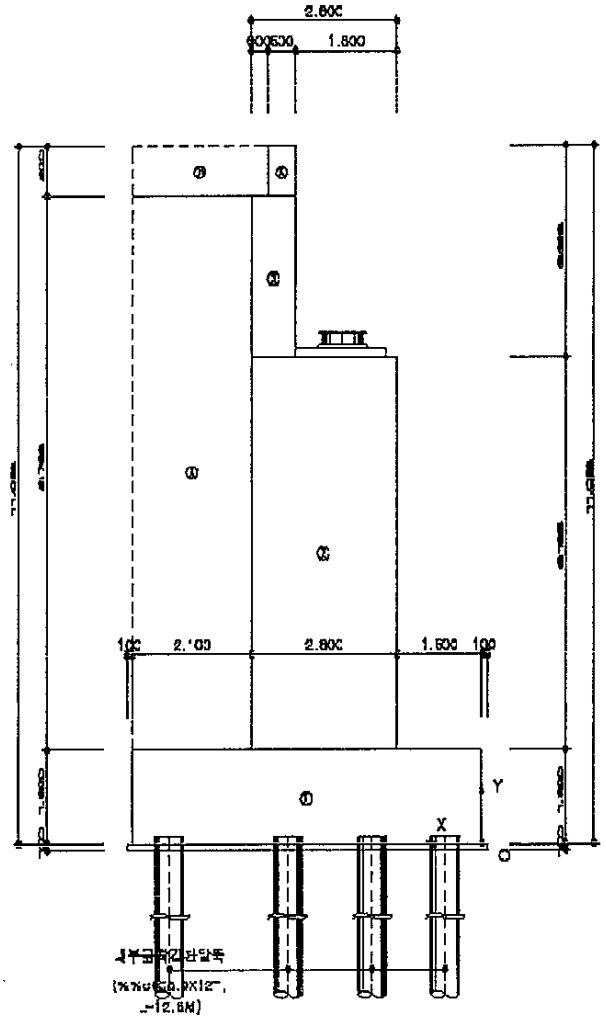
5) 설 계 방 법

(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 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7
고정하중	1471.864	1421.662	1380.585	1366.348	1364.093	1361.818	1376.487
활하중	189.869	281.467	335.713	345.655	328.007	336.236	364.501

구 분	8	9	계
고정하중	1430.263	1495.817	12668.937
활하중	376.473	352.007	2909.928

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7
교축방향	241.960	241.990	242.120	242.260	242.390	242.510	242.640
직각방향	220.380	220.330	220.460	220.540	220.580	220.600	220.580

구 분	8	9	계
교축방향	242.760	242.810	2181.440
직각방향	220.480	220.090	1984.040

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	6.200 × 1.500	= 9.300	25.000	232.500	17.903
	②	2.600 × 6.195	= 16.107	25.000	402.667	31.005
	③	0.800 × 2.563	= 2.050	25.000	51.260	3.947
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 27.857		696.426	53.625
뒷채움재	ⓐ	2.100 × 8.758	= 18.392	20.000	367.830	28.323
	ⓑ	2.400 × 0.800	= 1.920	20.000	38.400	2.957
	소계		= 20.312		406.230	31.280
총 계					1102.657	84.905

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	3.100	0.750	720.750	13.427
	②	2.800	4.597	1127.467	142.545
	③	3.700	8.976	189.661	35.430
	④	3.550	10.658	35.500	8.207
	소 계			2073.378	199.608
뒷채움재	ⓐ	5.150	5.879	1894.326	166.509
	ⓑ	5.000	10.658	192.000	31.513
	소 계			2086.326	198.022
총 계				4159.704	397.630

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 2073.378 / 696.426 = 2.977 m
  Y = 199.608 / 53.625 = 3.722 m
- 뒷채움재 : X = 2086.326 / 406.230 = 5.136 m
  Y = 198.022 / 31.280 = 6.331 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)

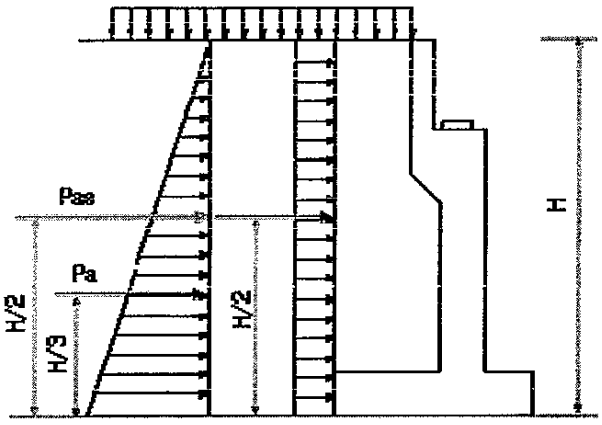
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 11.058 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 11.058^2 x cos(0.000)

= 331.369 kN

y = H / 3 = 3.686 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 11.058 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 11.058^2 x cos(0.000)

= 383.948 kN

y = H / 2 = 5.529 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 9.558 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 9.558^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 224.558 kN

y = H / 3 = 3.186 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 9.558 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 9.558^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 286.848 kN

y = H / 2 = 4.779 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 12668.937 ÷ (24.640 / sin69.400) = 481.280 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2909.928 ÷ (24.640 / sin69.400) = 110.545 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.4$

$= 0.012590$ m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 26.323 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2875.800 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2875.800 \times 0.012590 \times 9 / 26.323$

$= 12.379$ 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)

$\sum(kH \times \delta) \times \sin\theta$ (H2 > kH x δ 일때)

구분	1	2	3	4	5	6	7	8	9
KH	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8
δ(m)	0.08645	0.08647	0.08652	0.08657	0.08662	0.08667	0.08672	0.08677	0.08678

$Fm = 75.372 \times \cos 69.4 + 82.871 \times \sin 69.4$

$= 104.091$ kN/m

H1 = 1984.040 ÷ (24.640 / sin69.4) = 75.372 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 2181.440 ÷ (24.640 / sin69.4) = 82.871 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 2.400 = 24.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 11.058 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 11.058 \times \cos 0.000$

$= 29.967$ kN

$y = H / 2 = 5.529$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 9.558 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 9.558 \times \cos 11.667$

$= 23.495$ kN

$y = H / 2 = 4.779$ 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)	696.426	-	2.977	3.722	2073.377	-
2. 교대구체(지진시)	696.426	53.625	2.977	3.722	2073.377	199.609
3. 뒷채움재(평상시)	406.230	-	5.136	6.331	2086.325	-
4. 뒷채움재(지진시)	406.230	31.280	5.136	6.331	2086.325	198.023
5. 배면토압(평상시)	-	331.369	-	3.686	-	1221.411
6. 배면토압(지진시)	-	383.948	-	5.529	-	2122.822
7. 뒷채움 상재하중	24.000	29.967	5.000	5.529	120.000	165.685
8. 상부 고정하중반력	481.280	-	2.471	-	1189.243	-
9. 상부 활하중반력	110.545	-	2.471	-	273.157	-
10. 교량받침마찰력	-	12.379	-	8.095	-	100.206
11. 상부관성력	-	104.091	-	8.095	-	842.603

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)	1126.656	361.336	4279.702	1387.096
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	1102.656	331.369	4159.702	1221.411
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1102.656	468.853	4159.702	2520.454
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1718.481	373.715	5742.102	1487.302
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1583.936	343.748	5348.945	1321.617
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1583.936	572.944	5348.945	3363.057

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(= 2.900) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	20.000	13.000	-
2 열	1.950	20.000	39.000	-
3 열	3.450	20.000	69.000	-
4 열	5.550	20.000	111.000	-
계	-	80.000	232.000	2.900

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	29656.966	9511.448	0.333	9875.770
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	29025.214	8722.626	0.235	6820.925
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	29025.214	12341.618	1.413	41012.627
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	45235.575	9837.300	0.424	19179.884
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	41693.947	9048.479	0.357	14884.739
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	41693.947	15081.605	1.646	68628.237

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 26.323 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.

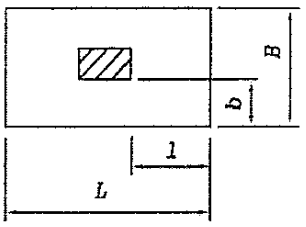
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 214833.591 x 80 / (26.323 x 6.200) = 105307.243 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 26.323 m)
B : 확대기초의 폭 (= 6.200 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 80 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.500 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 105307.243) / (26986000.000 \times 1.500^3)]} = 0.243$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우
λ = max(l,b) = max(0.000, 2.100) = 2.100
다만, 벽확대기초이므로 l = 0
b ≥ B/20이면 b = B/2 = 3.100, 뒷굽기준으로 검토

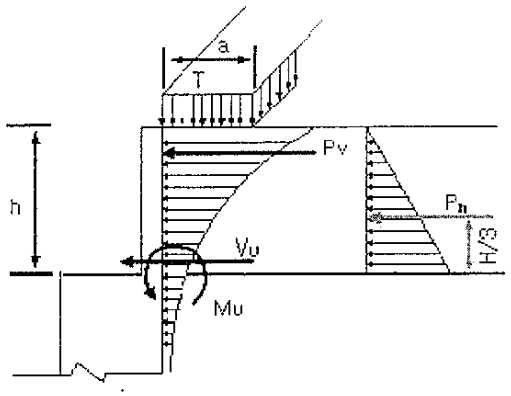


$\beta\lambda = 0.243 \times 2.100 = 0.510 \leq 1.0$, ∴ O.K

5. 단 면 설 계

1) 옹벽 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 (3.363 - 0.36) = 86.380 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 3.363^2 x cos11.667 = 27.801 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 3.363 x 27.801 = 31.165 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 27.801 = 96.161 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 86.380 + 1.70 x 31.165 = 199.826 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.563 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.947 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.947 + 0.770 = 4.717 kN

Mw = 3.947 x 2.563/2 + 0.770 x (2.563 + 0.800/2) = 7.340 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 3.363^2 x cos0.000 = 35.512 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 3.363 x 35.512 = 59.714 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.717 + 1.00 x 35.512 = 40.229 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 7.340 + 1.00 x 59.714 = 67.054 kN.m

3) 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	96.161	199.826	
지진시	40.229	67.054	
설계단면력	96.161	199.826	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.558 m 「하중계산 참조」

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	35.722	3.712	-	1.000	35.722	132.597
2. 배면토압(평상시)	224.558	3.186	1.700	-	381.749	1216.233
3. 배면토압(지진시)	286.848	4.779	-	1.000	286.848	1370.827
4. 뒷채움 상재하중	23.495	4.779	1.700	-	39.941	190.878
5. 교량받침마찰력	12.379	6.595	1.300	-	16.093	106.129
6. 상부관성력	104.091	6.595	-	1.000	104.091	686.467

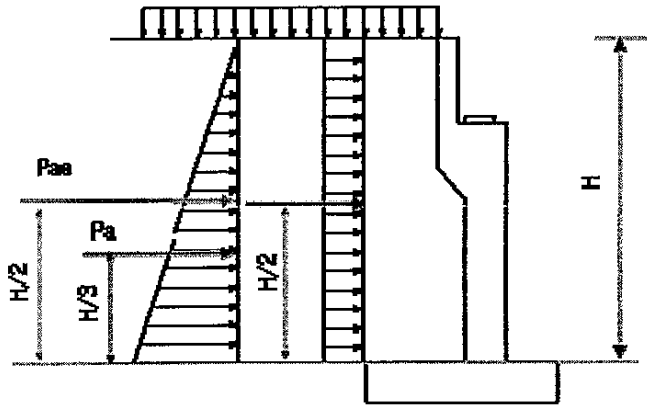
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 35.722 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 132.597 kN.m

y = Mo / Ho = 132.597 / 35.722 = 3.712



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 9.558 m)	437.783	1513.240	
지진시(H = 9.558 m)	426.661	2189.891	
설계단면력	437.783	2189.890	

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)	696.426	-	2.977	3.722	2073.377	-
2. 교대구체(지진시)	696.426	53.625	2.977	3.722	2073.377	199.609
3. 뒷채움재(평상시)	406.230	-	5.136	6.331	2086.325	-
4. 뒷채움재(지진시)	406.230	31.280	5.136	6.331	2086.325	198.023
5. 배면토압(평상시)	-	331.369	-	3.686	-	1221.411
6. 배면토압(지진시)	-	383.948	-	5.529	-	2122.822
7. 토압의 연직분력	50.062	-	5.500	-	275.341	-
8. 뒷채움 상재하중	24.000	29.967	5.000	5.529	120.000	165.685
9. 상부 고정하중반력	481.280	-	2.471	-	1189.243	-
10. 상부 활하중반력	110.545	-	2.471	-	273.157	-
11. 교량받침마찰력	-	12.379	-	8.095	-	100.206
12. 상부관성력	-	104.091	-	8.095	-	842.603

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+	1570.158	614.271	6133.692	2358.063
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1518.558	563.327	5875.692	2076.399
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1102.656	468.853	4159.702	2520.454
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	2433.494	630.364	8266.996	2488.331
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	2144.222	579.420	7421.708	2206.667
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1583.936	572.944	5348.945	3363.057

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(=2.900) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

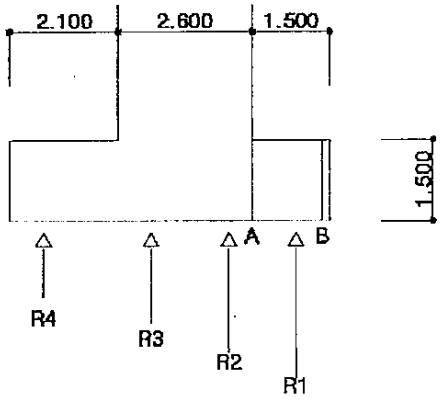
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	41331.274	16169.461	0.495	20458.981
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	39973.007	14828.465	0.398	15909.257
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	29025.214	12341.618	1.413	41012.627
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	64056.861	16593.069	0.525	33629.852
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	56442.361	15252.073	0.468	26415.025
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	41693.947	15081.605	1.646	68628.237

註) COMB 1.2.3 : 상부하중 비재하시(가설시). COMB 4.5.6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(26.323 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 20본 / 26.323 (kN/m)
R2 = Ru2 x 20본 / 26.323 (kN/m)
R3 = Ru3 x 20본 / 26.323 (kN/m)
R4 = Ru4 x 20본 / 26.323 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	846.120	655.750	474.310	312.670
COMB 2	778.890	617.560	466.740	341.050
COMB 3	791.840	543.960	277.950	-46.080
COMB 4	1240.340	986.330	731.120	465.420
COMB 5	1073.500	860.890	650.870	442.170
COMB 6	1192.600	804.660	379.170	-163.040

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.150 x 25.000 = 5.625 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

Ma = R1 x 0.850

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	546.435	7.312	491.591
COMB 2	0.000	503.017	7.312	448.173
COMB 3	0.000	511.380	5.625	469.193
COMB 4	0.000	801.028	7.312	746.184
COMB 5	0.000	693.260	7.312	638.436
COMB 6	0.000	770.196	5.625	728.009

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

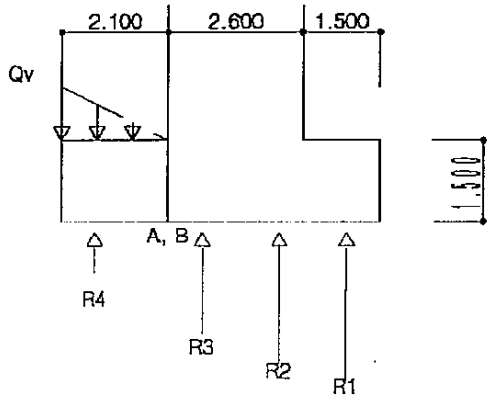
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 20본 / 26.323 (kN/m)

R2 = Ru2 x 20본 / 26.323 (kN/m)

R3 = Ru3 x 20본 / 26.323 (kN/m)

R4 = Ru4 x 20본 / 26.323 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	689.830	589.760	436.100	128.590
COMB 2	634.330	556.520	431.410	170.790
COMB 3	709.990	509.400	257.940	-142.480
COMB 4	1085.390	920.910	693.250	282.920
COMB 5	929.130	799.940	615.580	272.140
COMB 6	1102.110	766.460	357.050	-269.610

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 2.100 x 25.000 = 78.750 kN

Ma = 1.500 x 2.100 x 25.000 x 2.100 / 2 = 82.688 kN.m

- 뒷채움 토사에 의한 단면력

Vb = 406.230 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 406.230 kN

Ma = 406.230 x (5.136 - 4.100) = 420.782 kN.m

- 상재하중에 의한 단면력

Vb = 10.000 x 2.100 = 21.000 kN

Ma = 10.000 x 2.100 x 2.100 / 2 = 22.050 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 9.558^2 x sin11.667

= 50.062 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 50.062 / 2.100

= 47.678 kN

Vb = 47.678 x 2.100 / 2 = 50.062 kN

Ma = 47.678 x 2.100 x 2.100 / 3 = 70.087 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R4

Ma = R4 x 1.450

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	97.700	141.665	663.030	679.400
COMB 2	129.763	188.156	585.817	585.502
COMB 3	-108.253	-156.967	593.234	660.437
COMB 4	214.957	311.688	545.773	509.378
COMB 5	206.766	299.811	508.813	473.847
COMB 6	-204.844	-297.024	689.824	800.493

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)
1000.00	1500.00	1350.00	150.00	746.18	7.31

* 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 (1350.00 - 53.578) / 53.578 = 0.07259

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2193.776 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.412]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As.req = 2193.776 mm²

ρmin = Max(2193.776, 1800.000) / bd = 0.00163

ρmax = 0.643 x Pb = 0.643 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02478

ρuse = As / bd = 0.00229

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 (1350.00 - a/2) = 1048.092 kN.m

≥ Mu (= 746.184 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.405]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1350.00 = 881.816 kN

≥ Vu (= 7.312 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)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	800.49	689.82

* 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 (1400.00 - 53.578) / 53.578 = 0.07539

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2269.326 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.365]

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 1000.0 x 1200.0 = 1800.000 mm²

As,req = 2269.326 mm²

ρmin = Max(2269.326, 1800.000) / bd = 0.00162

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 ≥ 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 (1400.00 - a/2) = 1087.576 kN.m

≥ Mu (= 800.493 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.359]

* 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 (= 689.824 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 1500.0 x 1000.0 = 2250.000 ㎟ < 2648.000 ㎟

(2648.000 / 1.000) = 2648.000 ㎟ > (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 150 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 1324.0 ㎟ ∴ O.K

3) 벽체 : H=9.558

* 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)
1000.00	2600.00	2500.00	100.00	2189.89	437.78

* 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 (2500.00 - 88.913) / 88.913 = 0.08135

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3470.547 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.481]

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 = 0.00206

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 (2500.00 - a/2) = 3226.719 kN.m

≥ Mu (= 2189.890 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.473]

* 전단에 대한 검토 (d = 2500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2500.00 = 1632.993 kN

≥ Vu (= 437.783 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 2600.0 x 1000 0 = 3900.000 ㎟ > 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	199.83	96.16

* 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 (720.00 - 39.654) / 39.654 = 0.05147

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1100.749 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.082]

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 = 0.00318

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 (720.00 - a/2) = 410.961 kN.m

≥ Mu (= 199.826 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.057]

* 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 (= 96.161 kN) . 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D16 - CTC 300

D16 - CTC 300 = 1324.000 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1324.000 ㎟ ∴ 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

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 (3.363 - 0.36) = 86.380 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 3.363^2 x cos11.667 = 27.801 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.363 x 27.801 = 31.165 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 27.801 = 56.565 kN

Ms = 86.380 + 31.165 = 117.545 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 9.558 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	35.722	3.712	-	1.000	35.722	132.597
2. 배면토압(평상시)	224.558	3.186	1.000	-	224.558	715.431
3. 배면토압(지진시)	286.848	4.779	-	1.000	286.848	1370.827
4. 뒷채움 상재하중	23.495	4.779	1.000	-	23.495	112.281
5. 교량받침마찰력	12.379	6.595	1.000	-	12.379	81.638
6. 상부관성력	104.091	6.595	-	1.000	104.091	686.467

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.500 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 35.722 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.500) ~ H④ x (y④ - 1.500)] = 132.597 kN.m

y = Mo / Ho = 132.597 / 35.722 = 3.712

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	260.432	909.350	

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+	1176.718	361.336	4555.042	1387.096
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1152.718	331.369	4435.042	1221.411
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	1102.656	468.853	4159.701	2520.454
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1768.543	373.715	6017.442	1487.303
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1633.998	343.748	5624.285	1321.617
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1583.936	572.944	5348.944	3363.058

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(=2.900) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

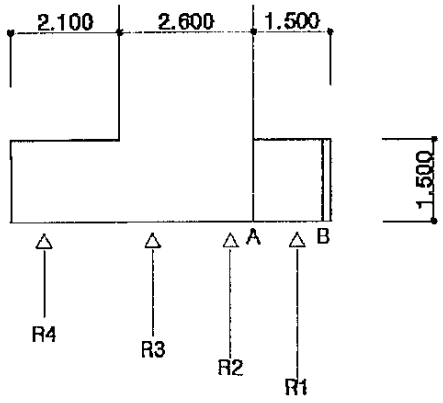
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	30974.748	9511.448	0.208	6442.748
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	30342.996	8722.626	0.112	3398.416
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	29025.214	12341.618	1.413	41012.627
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	46553.357	9837.300	0.338	15735.035
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	43011.729	9048.479	0.267	11484.132
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	41693.947	15081.605	1.646	68628.237

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시). COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(26.323 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 20본 / 26.323 (kN/m)

R2 = Ru2 x 20본 / 26.323 (kN/m)

R3 = Ru3 x 20본 / 26.323 (kN/m)

R4 = Ru4 x 20본 / 26.323 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	547.180	445.220	350.280	272.250
COMB 2	506.680	423.560	348.700	294.810
COMB 3	791.840	543.960	277.950	-46.080
COMB 4	819.990	672.920	525.760	374.220
COMB 5	733.160	610.680	490.370	372.770
COMB 6	1192.600	804.660	379.170	-163.040

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.500 x 0.150 x 25.000 = 5.625 kN

Ma = 1.500 x 1.500 x 25.000 x 1.500 / 2 = 42.188 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

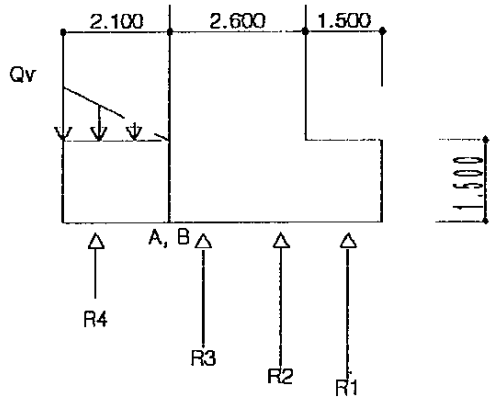
Ma = R1 x 0.850

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	353.376	5.625	311.188
COMB 2	0.000	327.220	5.625	285.033
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	529.560	5.625	487.373
COMB 5	0.000	473.484	5.625	431.297
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

3) 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 20본 / 26.323 (kN/m)

R2 = Ru2 x 20본 / 26.323 (kN/m)

R3 = Ru3 x 20본 / 26.323 (kN/m)

R4 = Ru4 x 20본 / 26.323 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3	Ru4
COMB 1	454.310	406.010	327.580	162.880
COMB 2	420.550	387.190	327.650	193.370
COMB 3	709.990	509.400	257.940	-142.480
COMB 4	727.800	634.000	503.220	265.640
COMB 5	647.170	574.370	469.360	271.500
COMB 6	1102.110	766.460	357.050	-269.610

- 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 = R4

Ma = R4 x 1.450

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	123.753	179.442	432.289	416.164
COMB 2	146.919	213.032	388.124	360.524
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	201.828	292.650	354.214	302.956
COMB 5	206.280	299.106	328.762	274.450
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)] = 487.373 x 1000000 / [3096.800 x (1350.000 - 221.220/3)]

= 123.313 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x3096.800)]

= 221.220 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22/2 = 139.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.31) - 2.5 x 139.00 = 291.12 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 123.31) = 510.90 mm

Sa는 작은 값인 291.12 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.12 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 416.164 x 1000000 / [3096.800 x (1400.000 - 225.642/3)]

= 101.439 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x3096.800)]

= 225.642 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.44) - 2.5 x 89.00 = 553.83 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.44) = 621.06 mm

Sa는 작은 값인 553.83 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 553.83 mm) ∴ O.K

(3) 복체 : H=9.558

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 909.350 x 1000000 / [5139.200 x (2500.000 - 389.662/3)]

= 74.656 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2500.0/(7x5139.200)]

= 389.662 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

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 / 74.66) - 2.5 x 85.50 = 841.08 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.66) = 843.87 ㎜

Sa는 작은 값인 841.08 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 841.08 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 117.545 x 1000000 / [2292.000 x (720.000 - 136.798/3)]

= 76.045 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x2292.000)]

= 136.798 ㎜

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 / 76.04) - 2.5 x 70.50 = 859.32 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 76.04) = 828.46 ㎜

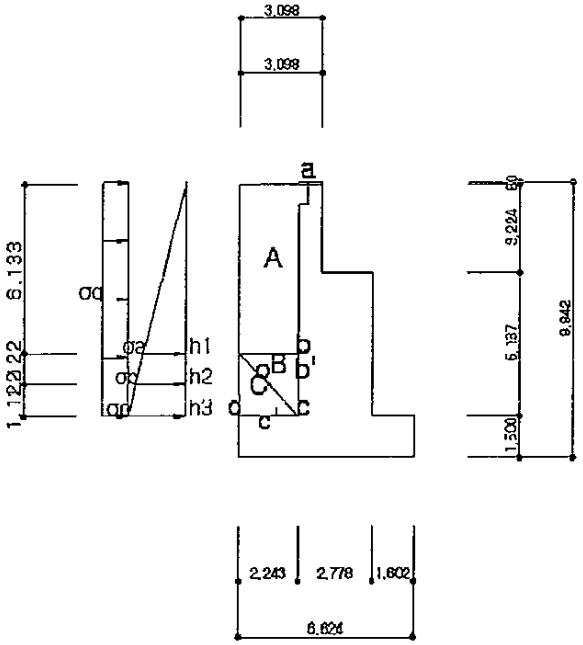
Sa는 작은 값인 828.46 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 828.46 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

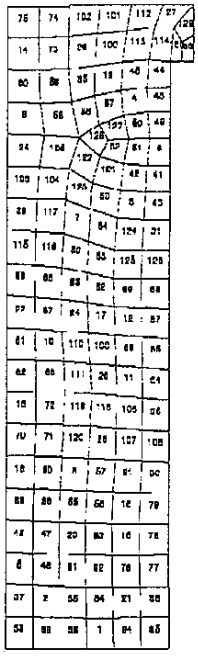


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	0.000	154.808	143.087	174.273
전단력(kN)	0.000	152.651	153.314	156.457

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	91.064	84.169	102.513
전단력(kN)	0.000	89.795	90.184	92.034

(2) 철근량 검토

1 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	154.81	152.65

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1142.002 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.007]

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 (= 154.808 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.975]

* 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 (= 152.651 kN) , 전단보강 불필요.

② 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	143.09	153.31

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1054.253 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.174]

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 (= 143.087 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.137]

* 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 (= 153.314 kN) , 전단보강 불필요.

3. 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	174.27	156.46

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1288.193 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.779]

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 (= 174.273 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.754]

* 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 (= 156.457 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1. A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 91 064 x 1000000 / [2292.000 x (540 000 - 116 564/3)]

= 79.281 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 / 79.28) - 2.5 x 70.50 = 817.06 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 79.28) = 794.65 mm

Sa는 작은 값인 794.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 794.65 mm) ∴ O.K

2. B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 84.169 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 73.278 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 / 73.28) - 2.5 x 70.50 = 898.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 73.28) = 859.74 mm

Sa는 작은 값인 859.74 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 859.74 mm) ∴ O.K

3. C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 102.513 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]

= 89.249 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 ㎟ (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 / 89.25) - 2.5 x 70.50 = 706.12 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.25) = 705.89 ㎜

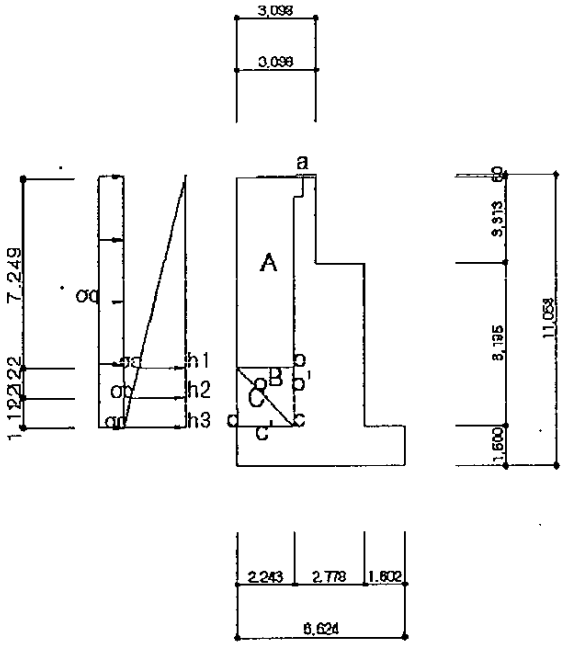
Sa는 작은 값인 705.89 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 705.89 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

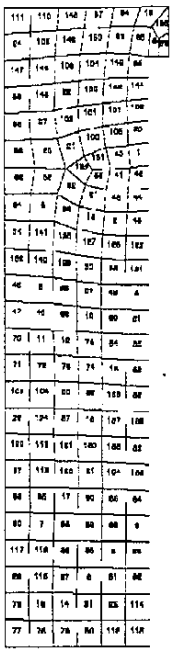


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	0.000	187.495	167.084	205.273
전단력(kN)	0.000	180.654	180.126	182.625

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.000	110.291	98.285	120.749
전단력(kN)	0.000	106.267	105.956	107.426

(2) 철근량 검토

㉠ 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	187.50	180.65

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1387.847 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.651]

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 ki 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 (= 187.495 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.631]

* 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 (= 180.654 kN) . 전단보강 불필요.

2. 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	167.08	180.13

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1234.131 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.857]

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 (= 167.084 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.830]

* 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 (= 180.126 kN) , 전단보강 불필요.

③ 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	205.27	182.63

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;.\; As = 1522.284 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.506]

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 (= 205.273 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.490]

* 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 (= 182.625 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1. A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 110.291 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 96.020 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 / 96.02) - 2.5 x 70.50 = 643.89 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 96.02) = 656.11 mm
Sa는 작은 값인 643.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 643.89 mm) ∴ O.K

2. B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 98.285 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 85.567 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 / 85.57) - 2.5 x 70.50 = 744.08 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 85.57) = 736.26 mm
Sa는 작은 값인 736.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 736.26 mm) ∴ O.K

3. C(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 120.749 x 1000000 / [2292.000 x (540.000 - 116.564/3)]
= 105.125 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 ㎟ (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 / 105.12) - 2.5 x 70.50 = 572.86 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 105.12) = 599.29 ㎜

Sa는 작은 값인 572.86 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 572.86 ㎜) ∴ 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 14.388 = 10.072 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.500 = 12.500 kN/m : 접속판의 자중

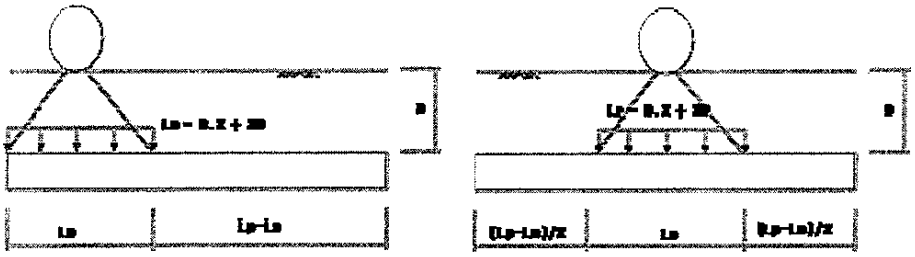
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 12.500 x 10.072 / 2 - 12.500 x 0 = 57.950 kN/m

Md = 12.500 x 10.072² / 8 = 158.507 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 Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.400) / (2 x 10.072)

= 79.070 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 10.072/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 207.417 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 57.950 + 2.15 x 79.070

= 245.334 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 158.507 + 2.15 x 207.417

= 652.004 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)
1000.00	500.00	400.00	100.00	652.00	245.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

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 = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00621

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5438.543 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.168]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 = 0.01588

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (400.00 - a/2) = 744.480 kN.m

≥ Mu (= 652.004 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.142]

* 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 (= 245.334 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(10.072) = 17.33% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 5438.5 ㎟

필요 철근량 : 5438.5 x 0.173 = 942.5 ㎟ < 2580.7 ㎟ ∴ 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 ㎟ < 3871.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1290.3 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 365.923 x 1000000 / [6353.600 x (400.000 - 149.324/3)]

= 164.446 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x6353.600)]

= 149.324 mm

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

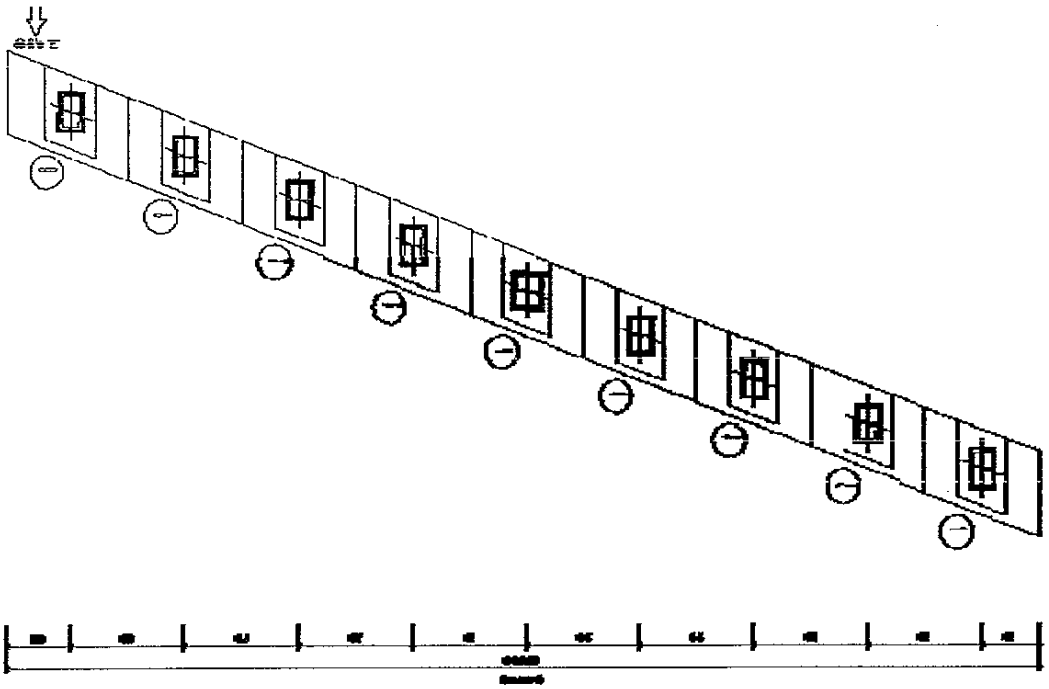
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.45) 2.5 x 84.00 = 268.88 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 164.45) = 383.11 mm

Sa는 작은 값인 268.88 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.88 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 50.360 = 451.801 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	451.801	730.000	430.000	555.304	O.K
2	451.801	730.000	430.000	559.304	O.K
3	451.801	730.000	430.000	564.304	O.K
4	451.801	730.000	430.000	568.304	O.K
5	451.801	700.000	550.000	567.519	O.K
6	451.801	730.000	430.000	577.304	O.K
7	451.801	730.000	430.000	581.304	O.K
8	451.801	730.000	430.000	586.304	O.K
9	451.801	730.000	430.000	590.304	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 69.4° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 20.60°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 100.660 + 6.66 \times 7.938) \times (1 + 0.000125 \times 20\ 60^2)$

$= 443.300$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1923 - 80 - 50 = 1793$ mm ≥ 443 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1919.484	O.K	310.586	302.450	O.K
SHOE 2	2000.000	1851.600	O.K	310.586	302.488	O.K
SHOE 3	2000.000	1783.675	O.K	310.586	302.650	O.K
SHOE 4	2000.000	1741.873	O.K	310.586	302.825	O.K
SHOE 5	2000.000	1718.125	O.K	310.586	302.987	O.K
SHOE 6	2000.000	1728.206	O.K	310.586	303.137	O.K
SHOE 7	2000.000	1769.861	O.K	310.586	303.300	O.K
SHOE 8	2000.000	1863.753	O.K	310.586	303.450	O.K
SHOE 9	2000.000	1935.025	O.K	310.586	303.512	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	1919.484	227.406	207.124	1401.000	1987.100	
2	1851.600	227.434	207.077	1405.000	2022.275	
3	1783.675	227.556	207.199	1410.000	2027.275	
4	1741.873	227.688	207.274	1414.000	2031.275	
5	1718.125	227.810	371.296	1539.000	2021.275	
6	1728.206	227.923	207.331	1423.000	2040.275	
7	1769.861	228.045	207.312	1427.000	2044.275	
8	1863.753	228.158	207.218	1432.000	2049.275	
9	1935.025	228.205	206.852	1436.000	2123.500	

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	3512.620	3574.800	O.K	3940.139	5163.600	O.K
2	3446.956	3574.800	O.K	3849.314	5163.600	O.K
3	3382.621	3574.800	O.K	3759.562	5163.600	O.K
4	3344.172	3574.800	O.K	3704.327	5163.600	O.K
5	3368.889	3574.800	O.K	4761.752	5163.600	O.K
6	3341.093	3574.800	O.K	3686.480	5163.600	O.K
7	3390.164	3574.800	O.K	3741.895	5163.600	O.K
8	3495.788	3574.800	O.K	3866.458	5163.600	O.K
9	3576.288	4369.200	O.K	3959.043	5163.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1516.040	9532.800	O.K	1380.827	9532.800	O.K
2	1516.228	9135.600	O.K	1380.514	9135.600	O.K
3	1517.043	9135.600	O.K	1381.328	9135.600	O.K
4	1517.920	9532.800	O.K	1381.830	9532.800	O.K
5	1518.734	9532.800	O.K	2475.305	9532.800	O.K
6	1519.486	9532.800	O.K	1382.206	9532.800	O.K
7	1520.301	9135.600	O.K	1382.080	9135.600	O.K
8	1521.053	9135.600	O.K	1381.454	9135.600	O.K
9	1521.366	9532.800	O.K	1379.010	9532.800	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 9

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1935.025 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.4$

$= 0.012590$ m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 2875.800 \times 0.012590$

$= 36.206$ kN/m

Hx1 = 36.206 / 1.15 = 31.484 kN

Hx2 = 303.512 / 1.33 = 228.205 kN

∴ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 228.205 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 275.113 / 1.33 = 206.852 kN

수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 206.852 kN를 적용한다

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 1006.000 mm b2y = 1505.000 mm

bcx = 2 x b2x = 2012.000 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 3010.000 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/2012.000) x 1935.025 x 10^3 /150.000

= 2054.922 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1935.025 x 10^3 /150.000

= 2580.033 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 228.205 x 10^3 / 150.000

= 1521.366 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 206.852 x 10^3 / 150.000

= 1379.010 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1505.000 = 2235.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 1006.000 mm가 Bxo/2 = 1117.500 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 1006.000 + (730.000+1505.000)/2 = 2123.500 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 1006.000 = 1436.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2580.033 + 1379.010 = 3959.043 mm^2

Bxo = 2123.500 mm 범위내에서 D16 - 26 EA

As = 198.600 x 26 = 5163.600 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 2054.922 + 1521.366 = 3576.288 mm^2

Byo = 1436.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 9

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 206.852 x 10^3 / 150.000 = 1379.010 mm^2

사용철근 : D16 - 28 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 28 + 198.600 x 20 = 9532.800 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 228.205 x 10^3 / 150.000 = 1521.366 mm^2

사용철근 : D16 - 28 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 28 + 198.600 x 20 = 9532.800 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	12.700

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

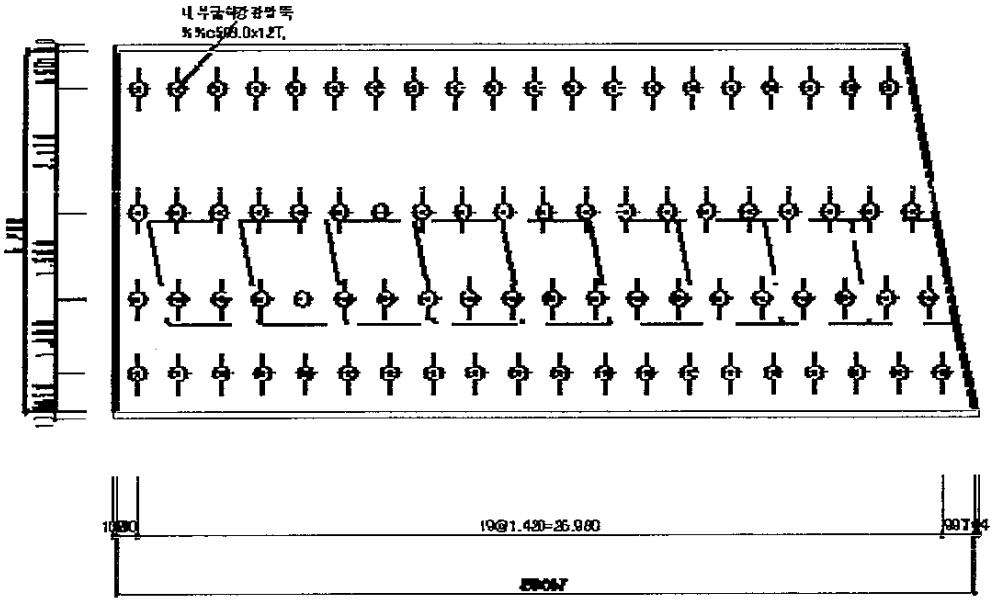
말뚝 머리의 평균 N치 N = 15

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	29656.966	9511.448	9875.770	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	29025.214	8722.626	6820.925	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	29025.214	12341.618	41012.627	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	45235.575	9837.300	19179.884	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	41693.947	9048.479	14884.739	정하중+토압+온도하중(1+3+5+8
	COMBO 6	41693.947	15081.605	68628.237	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	41331.274	16169.461	20458.981	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	39973.007	14828.465	15909.257	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	29025.214	12341.618	41012.627	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	64056.861	16593.069	33629.852	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	56442.361	15252.073	26415.025	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	41693.947	15081.605	68628.237	+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 = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.858

Kv = a x Ap x Ep / L = 214833.591 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 = 1000 x N = 1000 x 15 = 15000 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	2.184	33883.48
2.184	2.506	19552.32
2.506	2.538	18569.99
2.538	2.541	18480.47
2.541	2.541	18472.09
2.541	2.541	18471.31
2.541	2.541	18471.24

Kh = 18471.23 kN/m³

β = 0.393 m-1

βL = 0.393 x 12.7000 = 4.997 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.836	67766.97
1.836	2.073	41730.13
2.073	2.097	39875.76
2.097	2.099	39706.19
2.099	2.099	39690.34
2.099	2.099	39688.85
2.099	2.099	39688.71

Kh = 39688.70 kN/m³

β = 0.476 m-1

βL = 0.476 x 12.7000 = 6.050 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

1. 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	23659.354	41988.577	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	30064.185	44069.178	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	30064.185	44069.178	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	76405.738	92505.750	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1892748.3	3359086.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-2405134.8	-3525534.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17186687.3	17186687.3
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	63215227.5	64503228.5
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	0.0054891	0.0017256	0.0003651	COMBO 1	0.0094090	0.0024048	0.0006816
COMBO 2	0.0049866	0.0016888	0.0002976	COMBO 2	0.0085684	0.0023258	0.0005777
COMBO 3	0.0046056	0.0016888	0.0008876	COMBO 3	0.0046056	0.0016888	0.0008876
COMBO 4	0.0058665	0.0026320	0.0005266	COMBO 4	0.0099224	0.0037271	0.0009095
COMBO 5	0.0053379	0.0024259	0.0004386	COMBO 5	0.0090255	0.0032841	0.0007612
COMBO 6	0.0059477	0.0024259	0.0013890	COMBO 6	0.0059477	0.0024259	0.0013890

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.948 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	0.0054891	0.0025470	0.0003651	547.177	118.893	-137.132
	2	0.0054891	0.0020724	0.0003651	445.219	118.893	-137.132
	3	0.0054891	0.0015248	0.0003651	327.576	118.893	-137.132
	4	0.0054891	0.0007582	0.0003651	162.876	118.893	-137.132
COMBO 2	1	0.0049866	0.0023585	0.0002976	506.680	109.033	-127.179
	2	0.0049866	0.0019716	0.0002976	423.558	109.033	-127.179
	3	0.0049866	0.0015251	0.0002976	327.648	109.033	-127.179
	4	0.0049866	0.0009001	0.0002976	193.374	109.033	-127.179
COMBO 3	1	0.0046056	0.0036858	0.0008876	791.836	154.270	-120.863
	2	0.0046056	0.0025320	0.0008876	543.957	154.270	-120.863
	3	0.0046056	0.0012007	0.0008876	257.943	154.270	-120.863
	4	0.0046056	-0.0006632	0.0008876	-142.476	154.270	-120.863
COMBO 4	1	0.0058665	0.0038169	0.0005266	819.994	122.966	-136.137
	2	0.0058665	0.0031323	0.0005266	672.921	122.966	-136.137
	3	0.0058665	0.0023424	0.0005266	503.221	122.966	-136.137
	4	0.0058665	0.0012365	0.0005266	265.642	122.966	-136.137
COMBO 5	1	0.0053379	0.0034127	0.0004386	733.159	113.106	-126.971
	2	0.0053379	0.0028426	0.0004386	610.679	113.106	-126.971
	3	0.0053379	0.0021847	0.0004386	469.356	113.106	-126.971
	4	0.0053379	0.0012638	0.0004386	271.504	113.106	-126.971
COMBO 6	1	0.0059477	0.0055513	0.0013890	1192.597	188.520	-133.615
	2	0.0059477	0.0037455	0.0013890	804.664	188.520	-133.615
	3	0.0059477	0.0016620	0.0013890	357.049	188.520	-133.615
	4	0.0059477	-0.0012550	0.0013890	-269.613	188.520	-133.615

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0094090	0.0039385	0.0006816	846.120	202.118	-230.794
	2	0.0094090	0.0030524	0.0006816	655.754	202.118	-230.794
	3	0.0094090	0.0020300	0.0006816	436.102	202.118	-230.794
	4	0.0094090	0.0005985	0.0006816	128.588	202.118	-230.794
COMBO 2	1	0.0085684	0.0036256	0.0005777	778.893	185.356	-213.465
	2	0.0085684	0.0028746	0.0005777	617.560	185.356	-213.465
	3	0.0085684	0.0020081	0.0005777	431.406	185.356	-213.465
	4	0.0085684	0.0007950	0.0005777	170.791	185.356	-213.465
COMBO 3	1	0.0046056	0.0036858	0.0008876	791.836	154.270	-120.863
	2	0.0046056	0.0025320	0.0008876	543.957	154.270	-120.863
	3	0.0046056	0.0012007	0.0008876	257.943	154.270	-120.863
	4	0.0046056	-0.0006632	0.0008876	-142.476	154.270	-120.863
COMBO 4	1	0.0099224	0.0057735	0.0009095	1240.343	207.413	-228.817
	2	0.0099224	0.0045911	0.0009095	986.333	207.413	-228.817
	3	0.0099224	0.0032269	0.0009095	693.245	207.413	-228.817
	4	0.0099224	0.0013169	0.0009095	282.922	207.413	-228.817
COMBO 5	1	0.0090255	0.0049969	0.0007612	1073.499	190.651	-213.180
	2	0.0090255	0.0040073	0.0007612	860.894	190.651	-213.180
	3	0.0090255	0.0028654	0.0007612	615.581	190.651	-213.180
	4	0.0090255	0.0012668	0.0007612	272.143	190.651	-213.180
COMBO 6	1	0.0059477	0.0055513	0.0013890	1192.597	188.520	-133.615
	2	0.0059477	0.0037455	0.0013890	804.664	188.520	-133.615
	3	0.0059477	0.0016620	0.0013890	357.049	188.520	-133.615
	4	0.0059477	-0.0012550	0.0013890	-269.613	188.520	-133.615

▣ 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	2.250	0	547.177	118.893	-137.132	20
	2	0.950	0	445.219	118.893	-137.132	20
	3	-0.550	0	327.576	118.893	-137.132	20
	4	-2.650	0	162.876	118.893	-137.132	20
	계			29656.966	9511.448	9875.770	80
COMBO 2	1	2.250	0	506.680	109.033	-127.179	20
	2	0.950	0	423.558	109.033	-127.179	20
	3	-0.550	0	327.648	109.033	-127.179	20
	4	-2.650	0	193.374	109.033	-127.179	20
	계			29025.214	8722.626	6820.925	80
COMBO 3	1	2.250	0	791.836	154.270	-120.863	20
	2	0.950	0	543.957	154.270	-120.863	20
	3	-0.550	0	257.943	154.270	-120.863	20
	4	-2.650	0	-142.476	154.270	-120.863	20
	계			29025.214	12341.618	41012.627	80
COMBO 4	1	2.250	0	819.994	122.966	-136.137	20
	2	0.950	0	672.921	122.966	-136.137	20
	3	-0.550	0	503.221	122.966	-136.137	20
	4	-2.650	0	265.642	122.966	-136.137	20
	계			45235.575	9837.300	19179.884	80
COMBO 5	1	2.250	0	733.159	113.106	-126.971	20
	2	0.950	0	610.679	113.106	-126.971	20
	3	-0.550	0	469.356	113.106	-126.971	20
	4	-2.650	0	271.504	113.106	-126.971	20
	계			41693.947	9048.479	14884.739	80
COMBO 6	1	2.250	0	1192.597	188.520	-133.615	20
	2	0.950	0	804.664	188.520	-133.615	20
	3	-0.550	0	357.049	188.520	-133.615	20
	4	-2.650	0	-269.613	188.520	-133.615	20
	계			41693.947	15081.605	68628.237	80

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.250	0	846.120	202.118	-230.794	20
	2	0.950	0	655.754	202.118	-230.794	20
	3	-0.550	0	436.102	202.118	-230.794	20
	4	-2.650	0	128.588	202.118	-230.794	20
	계			41331.274	16169.461	20458.981	80
COMBO 2	1	2.250	0	778.893	185.356	-213.465	20
	2	0.950	0	617.560	185.356	-213.465	20
	3	-0.550	0	431.406	185.356	-213.465	20
	4	-2.650	0	170.791	185.356	-213.465	20
	계			39973.007	14828.465	15909.257	80
COMBO 3	1	2.250	0	791.836	154.270	-120.863	20
	2	0.950	0	543.957	154.270	-120.863	20
	3	-0.550	0	257.943	154.270	-120.863	20
	4	-2.650	0	-142.476	154.270	-120.863	20
	계			29025.214	12341.618	41012.627	80
COMBO 4	1	2.250	0	1240.343	207.413	-228.817	20
	2	0.950	0	986.333	207.413	-228.817	20
	3	-0.550	0	693.245	207.413	-228.817	20
	4	-2.650	0	282.922	207.413	-228.817	20
	계			64056.861	16593.069	33629.852	80
COMBO 5	1	2.250	0	1073.499	190.651	-213.180	20
	2	0.950	0	860.894	190.651	-213.180	20
	3	-0.550	0	615.581	190.651	-213.180	20
	4	-2.650	0	272.143	190.651	-213.180	20
	계			56442.361	15252.073	26415.025	80
COMBO 6	1	2.250	0	1192.597	188.520	-133.615	20
	2	0.950	0	804.664	188.520	-133.615	20
	3	-0.550	0	357.049	188.520	-133.615	20
	4	-2.650	0	-269.613	188.520	-133.615	20
	계			41693.947	15081.605	68628.237	80

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

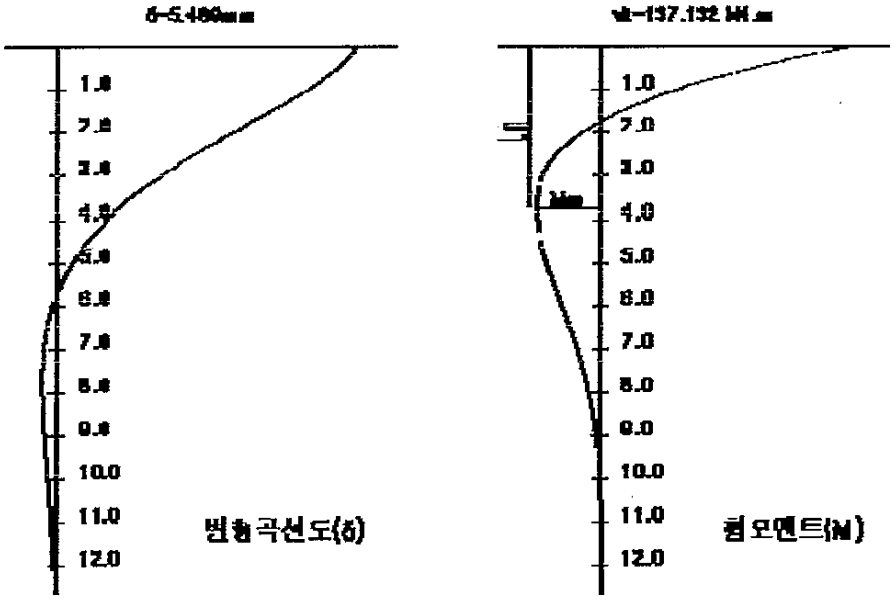
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -34.581 kN.m, 3.758 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.489 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.489 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	137.132	-118.893	5.489	
0.847	54.198	-77.949	4.787	
1.693	2.981	-44.520	3.664	
2.540	-23.799	-20.267	2.505	
3.387	-33.768	-4.587	1.511	
4.233	-33.515	4.196	0.760	
5.080	-28.054	8.040	0.253	
5.927	-20.786	8.735	-0.047	
6.773	-13.746	7.702	-0.194	
7.620	-7.944	5.947	-0.238	
8.467	-3.700	4.099	-0.223	
9.313	-0.932	2.498	-0.180	
10.160	0.638	1.278	-0.129	
11.007	1.343	0.448	-0.083	
11.853	1.492	-0.049	-0.045	
12.700	1.330	-0.297	-0.019	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

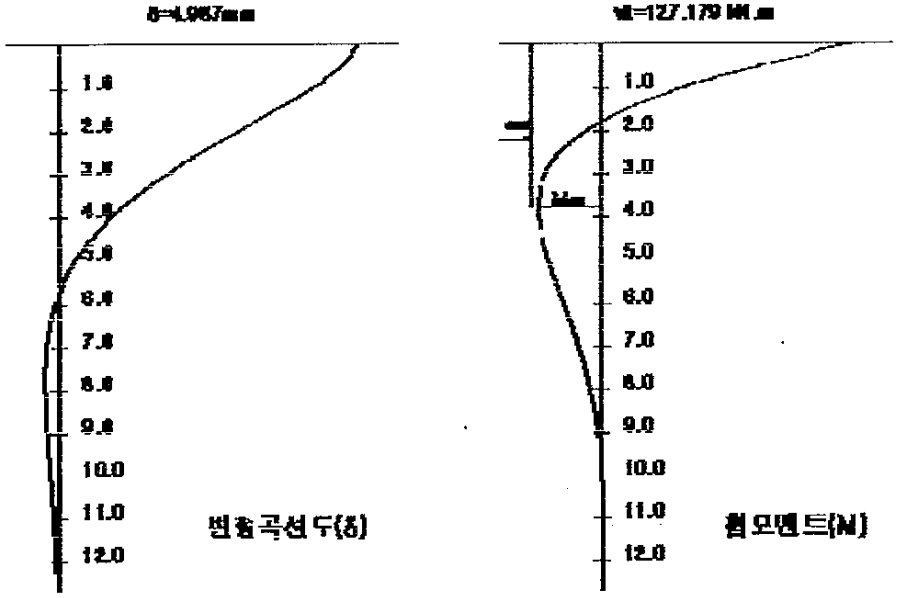
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.364 kN.m. 3.784 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.987 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.987 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	127.179	-109.033	4.987	
0.847	50.998	-71.747	4.369	
1.693	3.758	-41.182	3.356	
2.540	-21.103	-18.933	2.302	
3.387	-30.515	-4.493	1.395	
4.233	-30.494	3.638	0.707	
5.080	-25.632	7.235	0.241	
5.927	-19.057	7.932	-0.037	
6.773	-12.649	7.028	-0.173	
7.620	-7.345	5.446	-0.216	
8.467	-3.452	3.766	-0.204	
9.313	-0.904	2.305	-0.165	
10.160	0.549	1.188	-0.119	
11.007	1.208	0.425	-0.076	
11.853	1.354	-0.035	-0.042	
12.700	1.214	-0.265	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

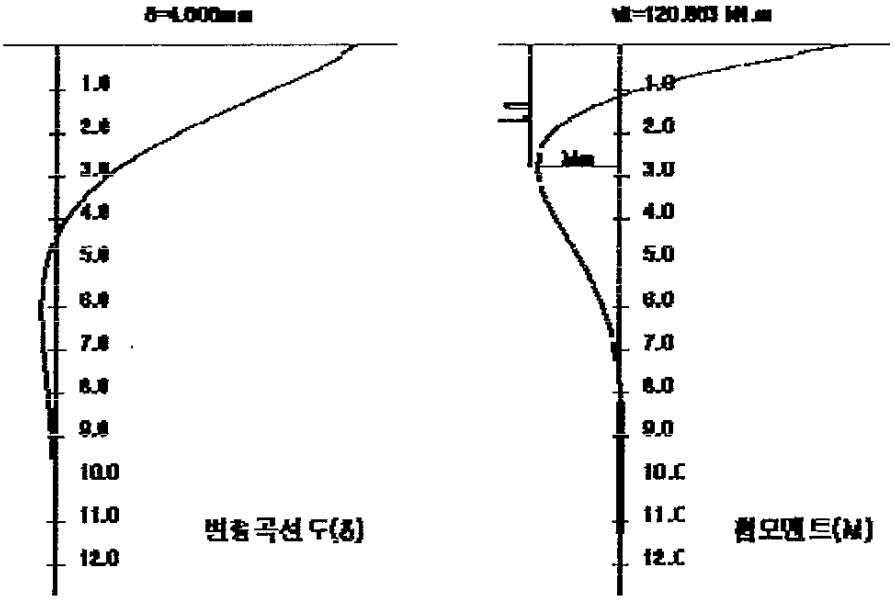
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.511 kN.m, 2.776 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.606 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.606 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	120.863	-154.270	4.606	
0.847	21.044	-84.538	3.549	
1.693	-28.083	-35.036	2.306	
2.540	-43.905	-5.325	1.250	
3.387	-41.422	9.093	0.507	
4.233	-31.309	13.552	0.065	
5.080	-19.989	12.596	-0.146	
5.927	-10.591	9.431	-0.209	
6.773	-4.094	5.968	-0.191	
7.620	-0.304	3.125	-0.142	
8.467	1.454	1.177	-0.089	
9.313	1.922	0.051	-0.046	
10.160	1.713	-0.462	-0.017	
11.007	1.248	-0.591	0.000	
11.853	0.769	-0.520	0.007	
12.700	0.388	-0.375	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

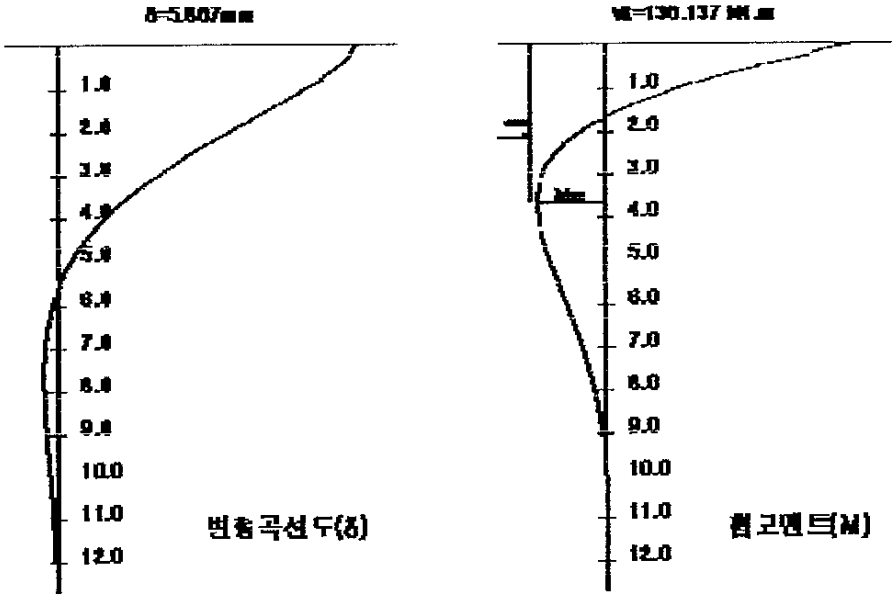
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.224 kN.m, 3.667 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.867 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.867 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	136.137	-122.966	5.867	
0.847	50.865	-79.570	5.034	
1.693	-1.023	-44.623	3.806	
2.540	-27.511	-19.575	2.570	
3.387	-36.738	-3.596	1.526	
4.233	-35.633	5.183	0.747	
5.080	-29.397	8.868	0.228	
5.927	-21.517	9.349	-0.075	
6.773	-14.047	8.109	-0.218	
7.620	-7.976	6.182	-0.257	
8.467	-3.588	4.209	-0.236	
9.313	-0.764	2.526	-0.188	
10.160	0.808	1.260	-0.133	
11.007	1.487	0.409	-0.084	
11.853	1.599	-0.093	-0.045	
12.700	1.402	-0.336	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

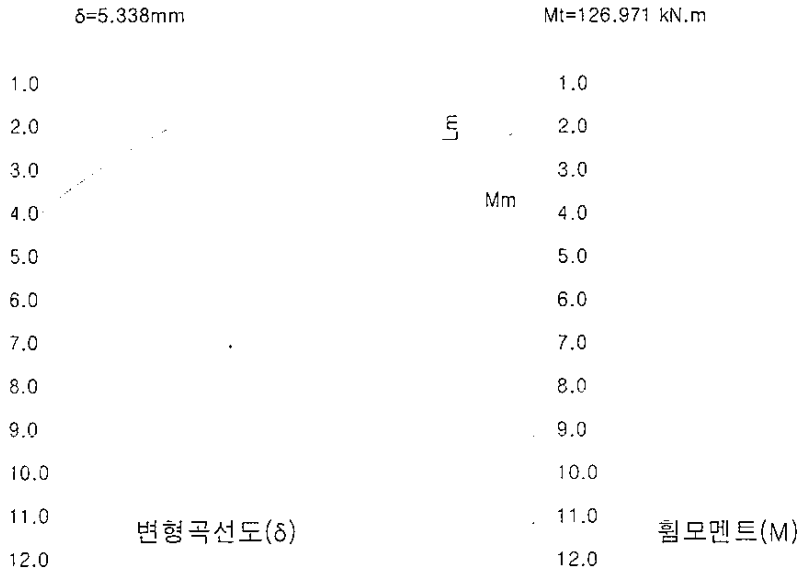
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.781 kN.m, 3.697 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.338 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.338 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	126.971	-113.106	5.338	
0.847	48.382	-73.512	4.605	
1.693	0.321	-41.482	3.496	
2.540	-24.414	-18.432	2.370	
3.387	-33.235	-3.660	1.415	
4.233	-32.478	4.508	0.699	
5.080	-26.922	7.987	0.220	
5.927	-19.786	8.503	-0.061	
6.773	-12.973	7.415	-0.195	
7.620	-7.410	5.677	-0.233	
8.467	-3.374	3.881	-0.216	
9.313	-0.764	2.341	-0.172	
10.160	0.698	1.178	-0.123	
11.007	1.338	0.393	-0.078	
11.853	1.453	-0.073	-0.042	
12.700	1.282	-0.300	-0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59.196 kN.m. 2.638 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.948 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.948 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	133.615	-188.520	5.948	
0.847	13.372	-99.788	4.450	
1.693	-43.203	-38.491	2.814	
2.540	-59.062	-2.764	1.472	
3.387	-53.301	13.782	0.553	
4.233	-39.142	18.172	0.023	
5.080	-24.313	16.180	-0.219	
5.927	-12.409	11.774	-0.279	
6.773	-4.398	7.248	-0.245	
7.620	0.133	3.652	-0.177	
8.467	2.127	1.253	-0.108	
9.313	2.554	-0.090	-0.054	
10.160	2.190	-0.670	-0.018	
11.007	1.551	-0.783	0.002	
11.853	0.929	-0.663	0.011	
12.700	0.449	-0.466	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

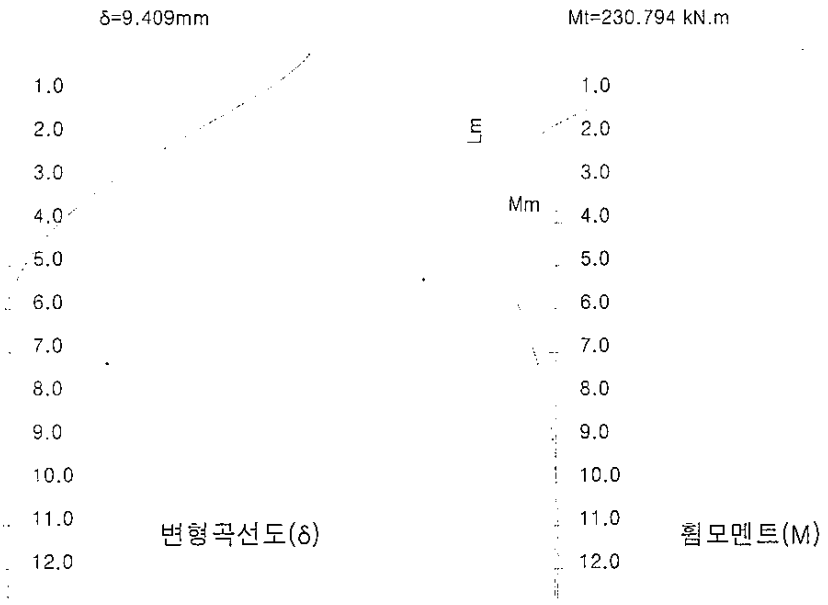
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59 370 kN.m, 3.735 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.409 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.409 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	230.794	-202.118	9.409	
0.847	90.013	-132.084	8.171	
1.693	3.386	-75.101	6.236	
2.540	-41.644	-33.887	4.250	
3.387	-58.147	-7.328	2.554	
4.233	-57.373	7.479	1.276	
5.080	-47.848	13.894	0.417	
5.927	-35.344	14.978	-0.091	
6.773	-23.299	13.153	-0.337	
7.620	-13.406	10.122	-0.410	
8.467	-6.192	6.956	-0.382	
9.313	-1.502	4.223	-0.307	
10.160	1.146	2.147	-0.220	
11.007	2.323	0.740	-0.140	
11.853	2.559	-0.101	-0.077	
12.700	2.272	-0.517	-0.032	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

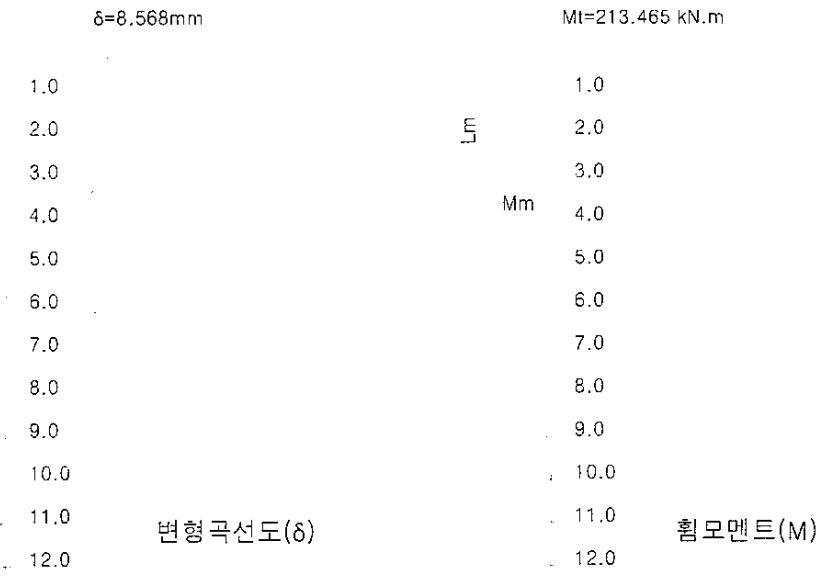
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.993 kN.m, 3.755 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.568 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.568 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	213.465	-185.356	8.568	
0.847	84.199	-121.464	7.467	
1.693	4.412	-69.325	5.714	
2.540	-37.269	-31.518	3.904	
3.387	-52.748	-7.086	2.353	
4.233	-52.306	6.590	1.183	
5.080	-43.758	12.566	0.393	
5.927	-32.407	13.636	-0.075	
6.773	-21.421	12.016	-0.303	
7.620	-12.371	9.273	-0.372	
8.467	-5.755	6.388	-0.349	
9.313	-1.441	3.891	-0.281	
10.160	1.004	1.989	-0.202	
11.007	2.100	0.696	-0.129	
11.853	2.329	-0.079	-0.071	
12.700	2.076	-0.465	-0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

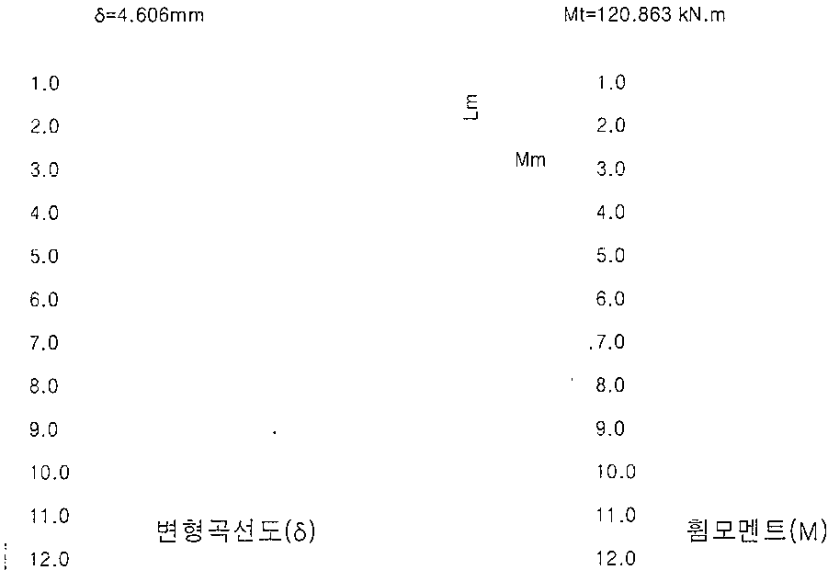
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -44.511 kN.m, 2.776 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.606 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.606 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	120.863	-154.270	4.606	
0.847	21.044	-84.538	3.549	
1.693	-28.083	-35.036	2.306	
2.540	-43.905	-5.325	1.250	
3.387	-41.422	9.093	0.507	
4.233	-31.309	13.552	0.065	
5.080	-19.989	12.596	-0.146	
5.927	-10.591	9.431	-0.209	
6.773	-4.094	5.968	-0.191	
7.620	-0.304	3.125	-0.142	
8.467	1.454	1.177	-0.089	
9.313	1.922	0.051	-0.046	
10.160	1.713	-0.462	-0.017	
11.007	1.248	-0.591	0.000	
11.853	0.769	-0.520	0.007	
12.700	0.388	-0.375	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.003 kN.m, 3.659 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.922 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.922 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	228.817	-207.413	9.922	
0.847	85.056	-134.065	8.504	
1.693	-2.311	-75.064	6.422	
2.540	-46.817	-32.820	4.332	
3.387	-62.227	-5.901	2.569	
4.233	-60.242	8.863	1.255	
5.080	-49.639	15.036	0.380	
5.927	-36.297	15.815	-0.130	
6.773	-23.669	13.699	-0.371	
7.620	-13.418	10.433	-0.436	
8.467	-6.019	7.095	-0.400	
9.313	-1.261	4.253	-0.318	
10.160	1.384	2.116	-0.225	
11.007	2.522	0.682	-0.142	
11.853	2.705	-0.163	-0.076	
12.700	2.369	-0.571	-0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

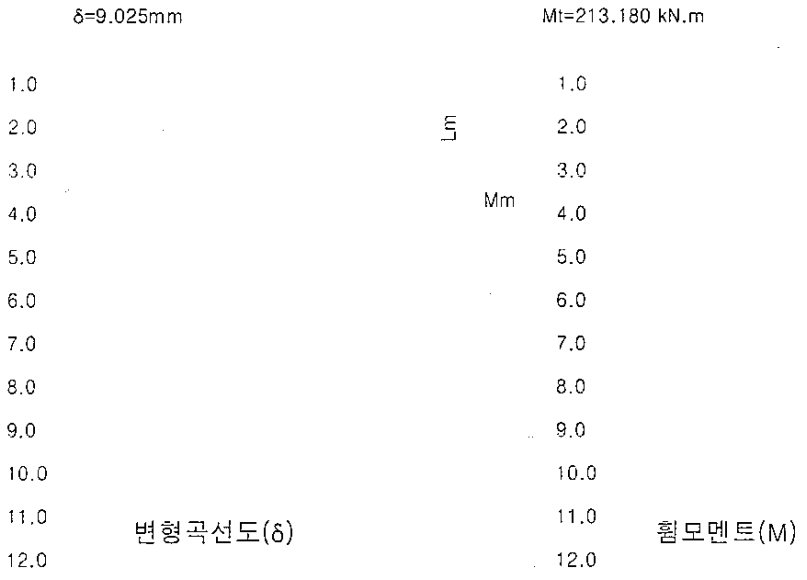
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -57.160 kN.m, 3.688 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.025 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.025 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	213.180	-190.651	9.025	
0.847	80.786	-123.757	7.774	
1.693	-0.065	-69.711	5.895	
2.540	-41.580	-30.863	3.992	
3.387	-56.288	-6.000	2.379	
4.233	-54.887	7.724	1.173	
5.080	-45.436	13.544	0.366	
5.927	-33.354	14.379	-0.106	
6.773	-21.842	12.520	-0.332	
7.620	-12.455	9.573	-0.395	
8.467	-5.652	6.537	-0.365	
9.313	-1.259	3.938	-0.291	
10.160	1.198	1.976	-0.207	
11.007	2.269	0.654	-0.131	
11.853	2.458	-0.129	-0.071	
12.700	2.164	-0.510	-0.029	

㈐ 변형곡선도 및 휨모멘트도



바. COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

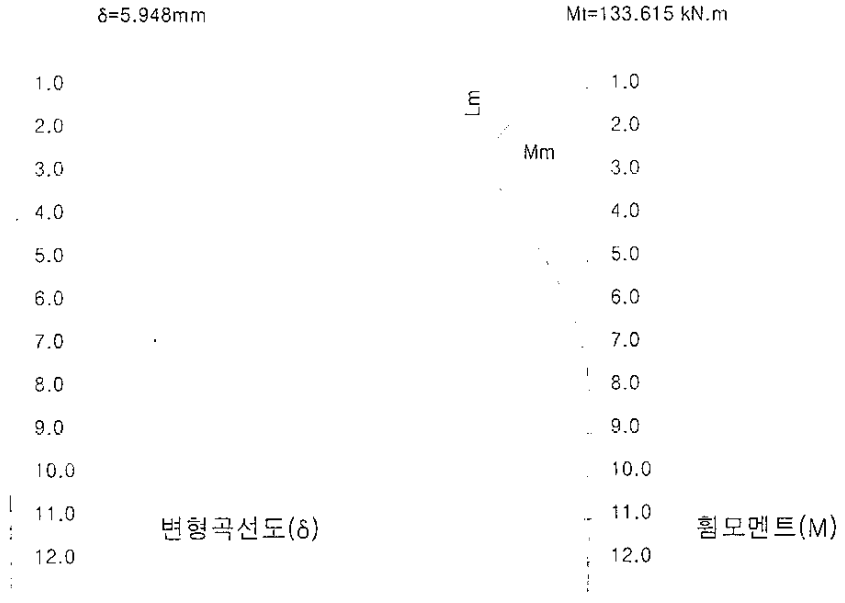
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -59.196 kN.m, 2.638 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.948 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.948 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	133.615	-188.520	5.948	
0.847	13.372	-99.788	4.450	
1.693	-43.203	-38.491	2.814	
2.540	-59.062	-2.764	1.472	
3.387	-53.301	13.782	0.553	
4.233	-39.142	18.172	0.023	
5.080	-24.313	16.180	-0.219	
5.927	-12.409	11.774	-0.279	
6.773	-4.398	7.248	-0.245	
7.620	0.133	3.652	-0.177	
8.467	2.127	1.253	-0.108	
9.313	2.554	-0.090	-0.054	
10.160	2.190	-0.670	-0.018	
11.007	1.551	-0.783	0.002	
11.853	0.929	-0.663	0.011	
12.700	0.449	-0.466	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	11829.677	20994.288	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	946374.2	1679543.1
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	17186687.3	17186687.3
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	57102768.5	57102768.5
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	0.0100504	0.0017256	0.0001729	COMBO 1	0.0170857	0.0024048	0.0003583
COMBO 2	0.0092169	0.0016888	0.0001194	COMBO 2	0.0156687	0.0023258	0.0002786
COMBO 3	0.0073482	0.0016888	0.0007182	COMBO 3	0.0073482	0.0016888	0.0007182
COMBO 4	0.0103947	0.0026320	0.0003359	COMBO 4	0.0175333	0.0037271	0.0005889
COMBO 5	0.0095612	0.0024259	0.0002607	COMBO 5	0.0161163	0.0032841	0.0004626
COMBO 6	0.0089796	0.0024259	0.0012018	COMBO 6	0.0089796	0.0024259	0.0012018

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 10.395 mm ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 mm ∴ O.K

다) 말뚝의 작용력과 말뚝머리에서의 반력

▣ 말뚝머리 변위량 및 작용력 : 말뚝응력검토시

$\delta x(i) = \delta x \times \cos\theta(i) - (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \sin\theta(i)$

$\delta y(i) = \delta x \times \sin\theta(i) + (\delta y + \alpha \times x(i)) \times \cos\theta(i)$

$Pn(i) = Kv \times \delta y(i)$

$Ph(i) = K1 \times \delta x(i) \cdot K2 \times \alpha$

$Mt(i) = -K3 \times \delta x(i) + K4 \times \alpha$

- 사용하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0100504	0.0021147	0.0001729	454.311	118.893	0.000
	2	0.0100504	0.0018899	0.0001729	406.009	118.893	0.000
	3	0.0100504	0.0016305	0.0001729	350.277	118.893	0.000
	4	0.0100504	0.0012673	0.0001729	272.252	118.893	0.000
COMBO 2	1	0.0092169	0.0019576	0.0001194	420.554	109.033	0.000
	2	0.0092169	0.0018023	0.0001194	387.194	109.033	0.000
	3	0.0092169	0.0016231	0.0001194	348.701	109.033	0.000
	4	0.0092169	0.0013723	0.0001194	294.811	109.033	0.000
COMBO 3	1	0.0073482	0.0033048	0.0007182	709.988	154.270	0.000
	2	0.0073482	0.0023711	0.0007182	509.399	154.270	0.000
	3	0.0073482	0.0012938	0.0007182	277.951	154.270	0.000
	4	0.0073482	-0.0002145	0.0007182	-46.077	154.270	0.000
COMBO 4	1	0.0103947	0.0033878	0.0003359	727.803	122.966	0.000
	2	0.0103947	0.0029511	0.0003359	633.996	122.966	0.000
	3	0.0103947	0.0024473	0.0003359	525.757	122.966	0.000
	4	0.0103947	0.0017419	0.0003359	374.223	122.966	0.000
COMBO 5	1	0.0095612	0.0030124	0.0002607	647.174	113.106	0.000
	2	0.0095612	0.0026736	0.0002607	574.374	113.106	0.000
	3	0.0095612	0.0022826	0.0002607	490.374	113.106	0.000
	4	0.0095612	0.0017352	0.0002607	372.775	113.106	0.000
COMBO 6	1	0.0089796	0.0051301	0.0012018	1102.113	188.520	0.000
	2	0.0089796	0.0035677	0.0012018	766.460	188.520	0.000
	3	0.0089796	0.0017649	0.0012018	379.167	188.520	0.000
	4	0.0089796	-0.0007589	0.0012018	-163.042	188.520	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0170857	0.0032110	0.0003583	689.826	202.118	0.000
	2	0.0170857	0.0027452	0.0003583	589.764	202.118	0.000
	3	0.0170857	0.0022078	0.0003583	474.307	202.118	0.000
	4	0.0170857	0.0014554	0.0003583	312.667	202.118	0.000
COMBO 2	1	0.0156687	0.0029527	0.0002786	634.335	185.356	0.000
	2	0.0156687	0.0025905	0.0002786	556.524	185.356	0.000
	3	0.0156687	0.0021726	0.0002786	466.743	185.356	0.000
	4	0.0156687	0.0015875	0.0002786	341.049	185.356	0.000
COMBO 3	1	0.0073482	0.0033048	0.0007182	709.988	154.270	0.000
	2	0.0073482	0.0023711	0.0007182	509.399	154.270	0.000
	3	0.0073482	0.0012938	0.0007182	277.951	154.270	0.000
	4	0.0073482	-0.0002145	0.0007182	-46.077	154.270	0.000
COMBO 4	1	0.0175333	0.0050522	0.0005889	1085.388	207.413	0.000
	2	0.0175333	0.0042866	0.0005889	920.908	207.413	0.000
	3	0.0175333	0.0034032	0.0005889	731.123	207.413	0.000
	4	0.0175333	0.0021664	0.0005889	465.424	207.413	0.000
COMBO 5	1	0.0161163	0.0043249	0.0004626	929.133	190.651	0.000
	2	0.0161163	0.0037235	0.0004626	799.940	190.651	0.000
	3	0.0161163	0.0030297	0.0004626	650.871	190.651	0.000
	4	0.0161163	0.0020582	0.0004626	442.174	190.651	0.000
COMBO 6	1	0.0089796	0.0051301	0.0012018	1102.113	188.520	0.000
	2	0.0089796	0.0035677	0.0012018	766.460	188.520	0.000
	3	0.0089796	0.0017649	0.0012018	379.167	188.520	0.000
	4	0.0089796	-0.0007589	0.0012018	-163.042	188.520	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	2.250	0	454.311	118.893	0.000	20
	2	0.950	0	406.009	118.893	0.000	20
	3	-0.550	0	350.277	118.893	0.000	20
	4	-2.650	0	272.252	118.893	0.000	20
	계			29656.966	9511.448	0.000	80
COMBO 2	1	2.250	0	420.554	109.033	0.000	20
	2	0.950	0	387.194	109.033	0.000	20
	3	-0.550	0	348.701	109.033	0.000	20
	4	-2.650	0	294.811	109.033	0.000	20
	계			29025.214	8722.626	0.000	80
COMBO 3	1	2.250	0	709.988	154.270	0.000	20
	2	0.950	0	509.399	154.270	0.000	20
	3	-0.550	0	277.951	154.270	0.000	20
	4	-2.650	0	-46.077	154.270	0.000	20
	계			29025.214	12341.618	0.000	80
COMBO 4	1	2.250	0	727.803	122.966	0.000	20
	2	0.950	0	633.996	122.966	0.000	20
	3	-0.550	0	525.757	122.966	0.000	20
	4	-2.650	0	374.223	122.966	0.000	20
	계			45235.575	9837.300	0.000	80
COMBO 5	1	2.250	0	647.174	113.106	0.000	20
	2	0.950	0	574.374	113.106	0.000	20
	3	-0.550	0	490.374	113.106	0.000	20
	4	-2.650	0	372.775	113.106	0.000	20
	계			41693.947	9048.479	0.000	80
COMBO 6	1	2.250	0	1102.113	188.520	0.000	20
	2	0.950	0	766.460	188.520	0.000	20
	3	-0.550	0	379.167	188.520	0.000	20
	4	-2.650	0	-163.042	188.520	0.000	20
	계			41693.947	15081.605	0.000	80

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	측력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	2.250	0	689.826	202.118	0.000	20
	2	0.950	0	589.764	202.118	0.000	20
	3	-0.550	0	474.307	202.118	0.000	20
	4	-2.650	0	312.667	202.118	0.000	20
	계			41331.274	16169.461	0.000	80
COMBO 2	1	2.250	0	634.335	185.356	0.000	20
	2	0.950	0	556.524	185.356	0.000	20
	3	-0.550	0	466.743	185.356	0.000	20
	4	-2.650	0	341.049	185.356	0.000	20
	계			39973.007	14828.465	0.000	80
COMBO 3	1	2.250	0	709.988	154.270	0.000	20
	2	0.950	0	509.399	154.270	0.000	20
	3	-0.550	0	277.951	154.270	0.000	20
	4	-2.650	0	-46.077	154.270	0.000	20
	계			29025.214	12341.618	0.000	80
COMBO 4	1	2.250	0	1085.388	207.413	0.000	20
	2	0.950	0	920.908	207.413	0.000	20
	3	-0.550	0	731.123	207.413	0.000	20
	4	-2.650	0	465.424	207.413	0.000	20
	계			64056.861	16593.069	0.000	80
COMBO 5	1	2.250	0	929.133	190.651	0.000	20
	2	0.950	0	799.940	190.651	0.000	20
	3	-0.550	0	650.871	190.651	0.000	20
	4	-2.650	0	442.174	190.651	0.000	20
	계			56442.361	15252.073	0.000	80
COMBO 6	1	2.250	0	1102.113	188.520	0.000	20
	2	0.950	0	766.460	188.520	0.000	20
	3	-0.550	0	379.167	188.520	0.000	20
	4	-2.650	0	-163.042	188.520	0.000	20
	계			41693.947	15081.605	0.000	80

라) 말뚝의 변위 및 부재력 ; 사용하중

가 COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

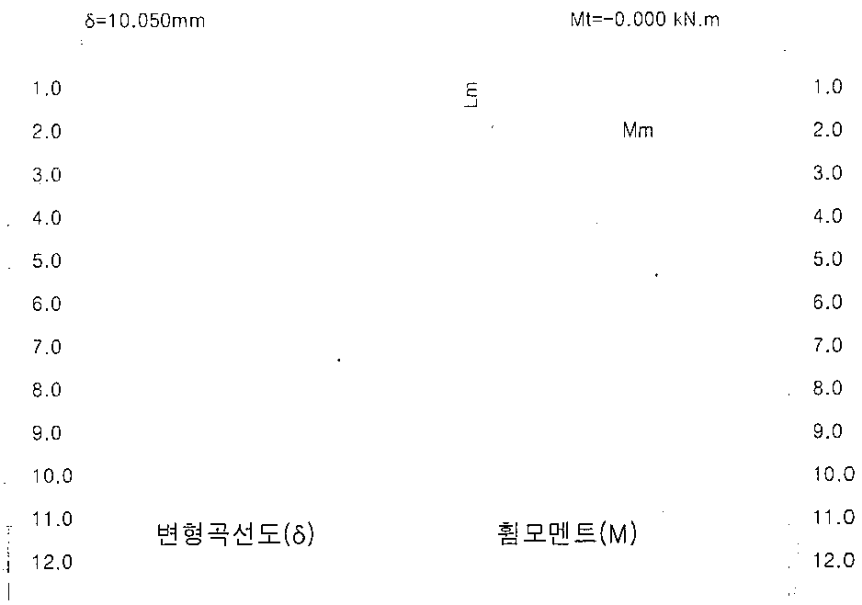
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -97.415 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.050 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.050 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-118.893	10.050	
0.847	-70.814	-52.658	6.807	
1.693	-95.920	-10.261	4.058	
2.540	-93.554	13.146	2.001	
3.387	-77.456	23.077	0.626	
4.233	-56.866	24.506	-0.180	
5.080	-37.244	21.342	-0.565	
5.927	-21.241	16.321	-0.673	
6.773	-9.643	11.146	-0.621	
7.620	-2.152	6.715	-0.496	
8.467	2.038	3.371	-0.353	
9.313	3.866	1.117	-0.223	
10.160	4.190	-0.218	-0.121	
11.007	3.689	-0.869	-0.049	
11.853	2.845	-1.065	-0.005	
12.700	1.959	-0.997	0.019	

ㄷ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

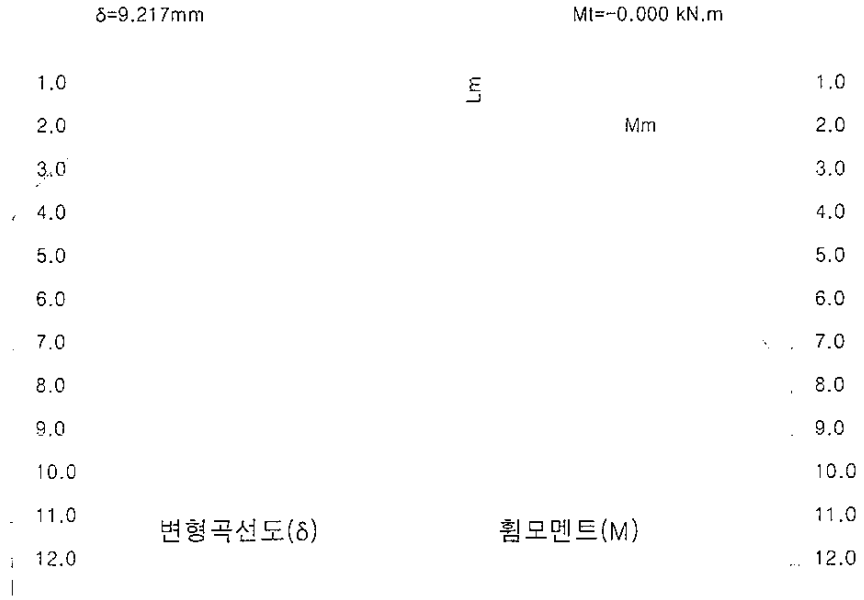
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -89.336 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.217 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.217 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-109.033	9.217	
0.847	-64.942	-48.290	6.242	
1.693	-87.965	-9.410	3.721	
2.540	-85.796	12.056	1.835	
3.387	-71.033	21.163	0.574	
4.233	-52.150	22.474	-0.165	
5.080	-34.155	19.572	-0.518	
5.927	-19.479	14.968	-0.617	
6.773	-8.843	10.222	-0.570	
7.620	-1.973	6.158	-0.455	
8.467	1.869	3.091	-0.323	
9.313	3.545	1.024	-0.205	
10.160	3.842	-0.200	-0.111	
11.007	3.383	-0.797	-0.045	
11.853	2.609	-0.977	-0.004	
12.700	1.797	-0.914	0.017	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

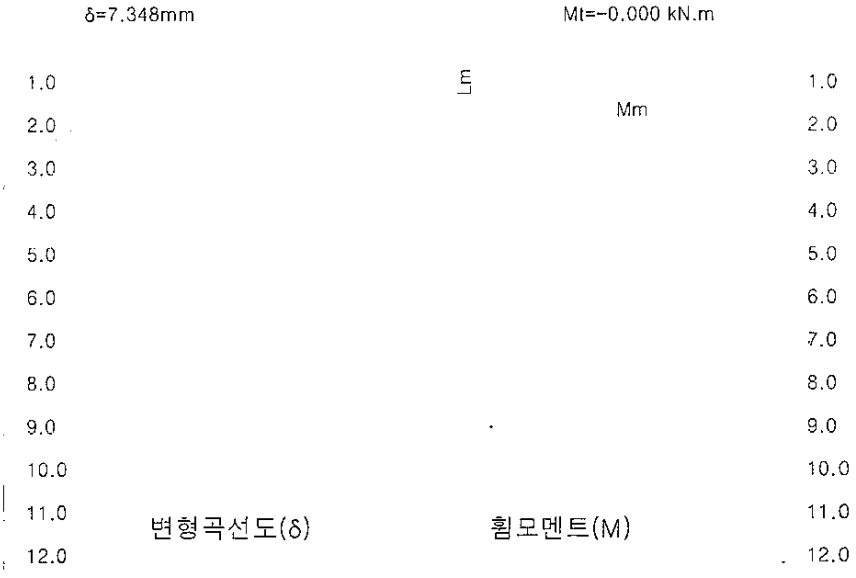
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -104.402 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.348 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.348 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-154.270	7.348	
0.847	-84.915	-54.341	4.515	
1.693	-104.355	2.074	2.269	
2.540	-90.345	26.802	0.773	
3.387	-64.452	32.013	-0.062	
4.233	-38.883	27.379	-0.422	
5.080	-19.018	19.359	-0.491	
5.927	-6.018	11.571	-0.415	
6.773	1.093	5.579	-0.291	
7.620	4.029	1.692	-0.172	
8.467	4.464	-0.411	-0.082	
9.313	3.687	-1.260	-0.024	
10.160	2.539	-1.365	0.007	
11.007	1.475	-1.115	0.020	
11.853	0.679	-0.761	0.021	
12.700	0.176	-0.438	0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

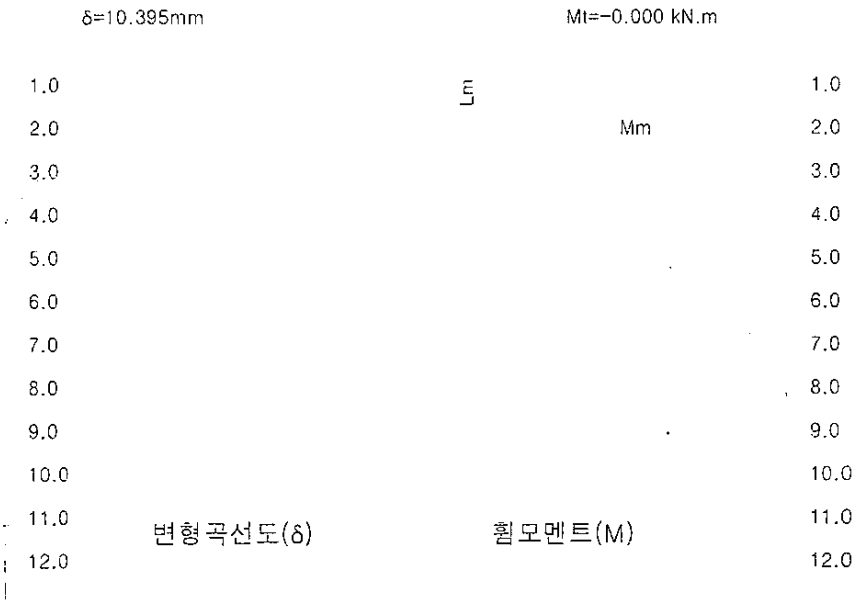
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -100.752 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.395 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.395 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-122.966	10.395	
0.847	-73.240	-54.462	7.040	
1.693	-99.206	-10.613	4.197	
2.540	-96.760	13.597	2.069	
3.387	-80.110	23.868	0.647	
4.233	-58.814	25.346	-0.186	
5.080	-38.520	22.073	-0.585	
5.927	-21.969	16.881	-0.696	
6.773	-9.973	11.528	-0.643	
7.620	-2.225	6.945	-0.513	
8.467	2.108	3.486	-0.365	
9.313	3.998	1.155	-0.231	
10.160	4.333	-0.226	-0.125	
11.007	3.816	-0.899	-0.051	
11.853	2.943	-1.102	-0.005	
12.700	2.026	-1.031	0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

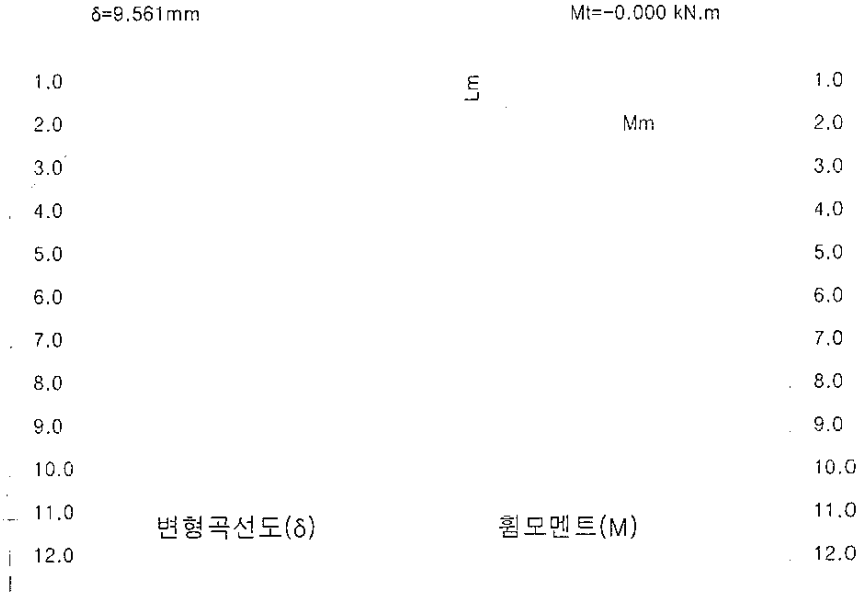
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -92.673 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.561 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.561 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-113.106	9.561	
0.847	-67.368	-50.094	6.475	
1.693	-91.251	-9.762	3.860	
2.540	-89.001	12.506	1.903	
3.387	-73.686	21.954	0.595	
4.233	-54.098	23.314	-0.171	
5.080	-35.431	20.303	-0.538	
5.927	-20.207	15.527	-0.640	
6.773	-9.173	10.604	-0.591	
7.620	-2.047	6.388	-0.472	
8.467	1.939	3.207	-0.336	
9.313	3.678	1.063	-0.212	
10.160	3.986	-0.208	-0.115	
11.007	3.510	-0.827	-0.047	
11.853	2.707	-1.014	-0.004	
12.700	1.864	-0.948	0.018	

㈑ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

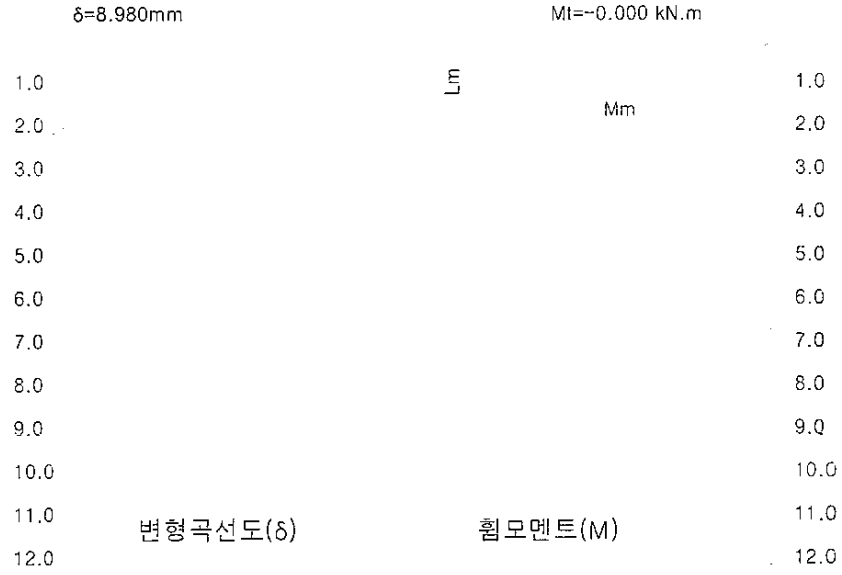
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -127.580 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.980 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.980 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.520	8.980	
0.847	-103.767	-66.406	5.518	
1.693	-127.523	2.534	2.773	
2.540	-110.403	32.753	0.945	
3.387	-78.761	39.120	-0.076	
4.233	-47.516	33.458	-0.515	
5.080	-23.241	23.657	-0.599	
5.927	-7.353	14.140	-0.507	
6.773	1.336	6.818	-0.355	
7.620	4.924	2.068	-0.210	
8.467	5.455	-0.502	-0.100	
9.313	4.506	-1.540	-0.029	
10.160	3.103	-1.668	0.009	
11.007	1.802	-1.363	0.024	
11.853	0.830	-0.930	0.025	
12.700	0.215	-0.535	0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

가 COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

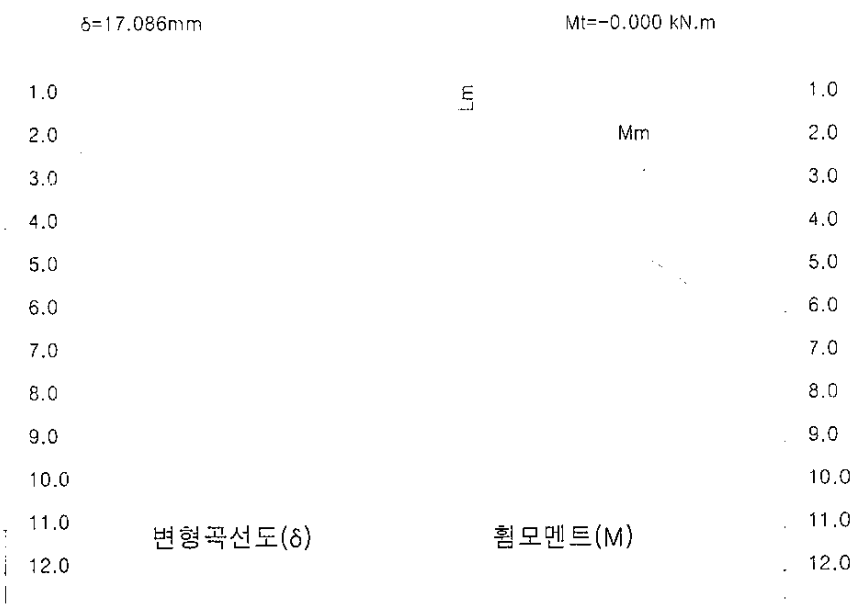
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -165.605 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 17.086 mm
- 지표면에서의 변위 : 17.086 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-202.118	17.086	
0.847	-120.385	-89.518	11.571	
1.693	-163.064	-17.444	6.898	
2.540	-159.043	22.348	3.401	
3.387	-131.676	39.231	1.064	
4.233	-96.672	41.661	-0.306	
5.080	-63.315	36.281	-0.961	
5.927	-36.110	27.746	-1.144	
6.773	-16.392	18.949	-1.057	
7.620	-3.658	11.416	-0.843	
8.467	3.465	5.731	-0.600	
9.313	6.572	1.899	-0.379	
10.160	7.122	-0.371	-0.206	
11.007	6.272	-1.478	-0.084	
11.853	4.837	-1.811	-0.008	
12.700	3.331	-1.694	0.032	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

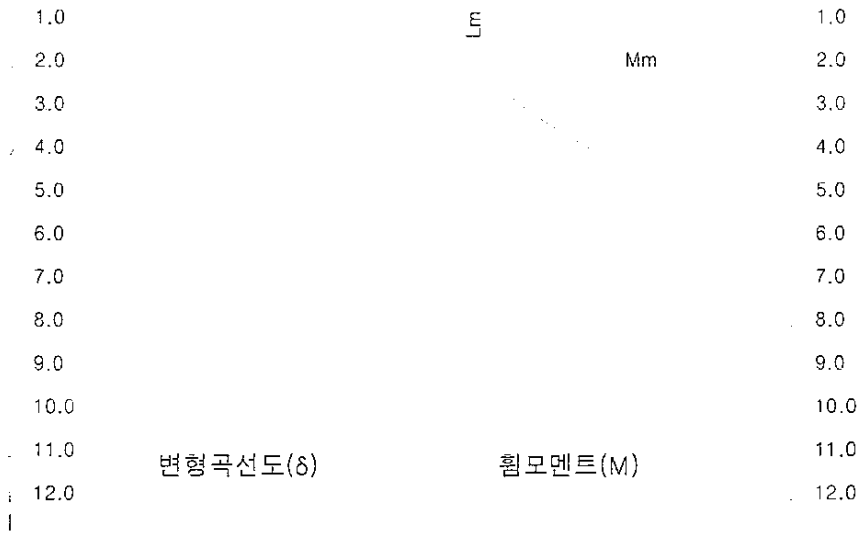
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -151.871 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 15.669 mm
- 지표면에서의 변위 : 15.669 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-185.356	15.669	
0.847	-110.401	-82.094	10.612	
1.693	-149.540	-15.998	6.326	
2.540	-145.853	20.495	3.119	
3.387	-120.756	35.977	0.975	
4.233	-88.655.	38.206	-0.281	
5.080	-58.064	33.272	-0.881	
5.927	-33.115	25.445	-1.049	
6.773	-15.033	17.377	-0.969	
7.620	-3.354	10.469	-0.773	
8.467	3.178	5.255	-0.550	
9.313	6.027	1.742	-0.348	
10.160	6.532	-0.340	-0.188	
11.007	5.752	-1.355	-0.077	
11.853	4.436	-1.661	-0.007	
12.700	3.055	-1.554	0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

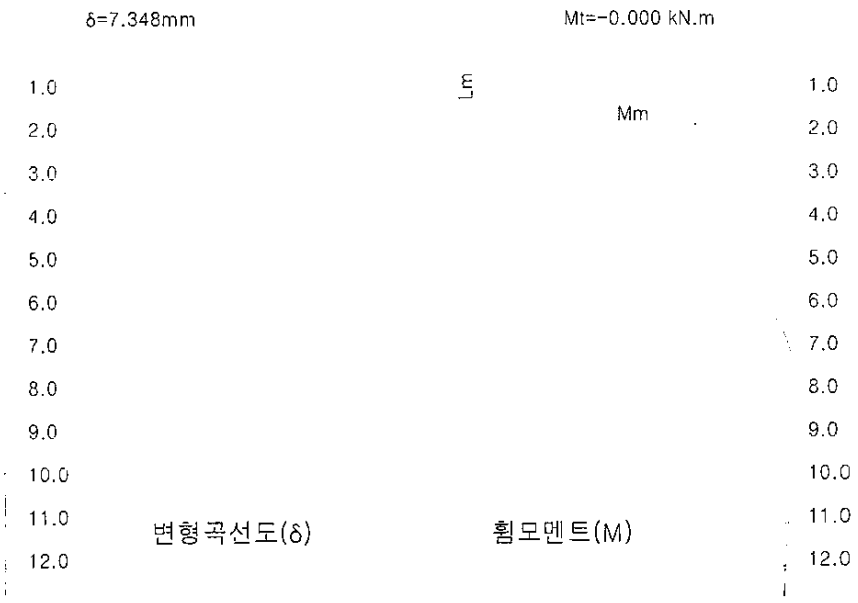
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -104.402 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.348 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.348 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-154.270	7.348	
0.847	-84.915	-54.341	4.515	
1.693	-104.355	2.074	2.269	
2.540	-90.345	26.802	0.773	
3.387	-64.452	32.013	-0.062	
4.233	-38.883	27.379	-0.422	
5.080	-19.018	19.359	-0.491	
5.927	-6.018	11.571	-0.415	
6.773	1.093	5.579	-0.291	
7.620	4.029	1.692	-0.172	
8.467	4.464	-0.411	-0.082	
9.313	3.687	-1.260	-0.024	
10.160	2.539	-1.365	0.007	
11.007	1.475	-1.115	0.020	
11.853	0.679	-0.761	0.021	
12.700	0.176	-0.438	0.017	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

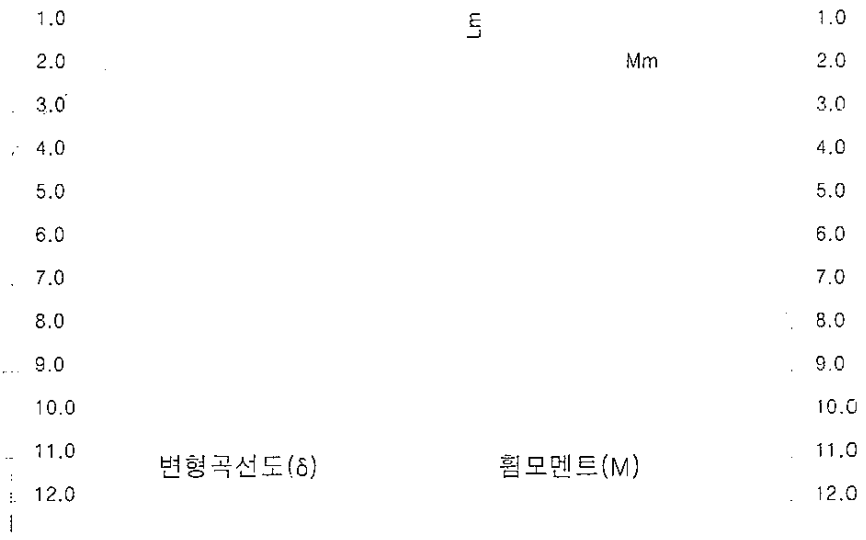
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 길이 : -169.943 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 17 533 mm
- 지표면에서의 변위 : 17 533 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

길이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-207.413	17.533	
0.847	-123.538	-91.863	11.875	
1.693	-167.335	-17.901	7.079	
2.540	-163.209	22.934	3.490	
3.387	-135.126	40.259	1.091	
4.233	-99.205	42.752	-0.314	
5.080	-64.974	37.232	-0.986	
5.927	-37.056	28.473	-1.174	
6.773	-16.822	19.445	-1.084	
7.620	-3.753	11.715	-0.865	
8.467	3.556	5.881	-0.615	
9.313	6.744	1.949	-0.389	
10.160	7.309	-0.381	-0.211	
11.007	6.436	-1.517	-0.086	
11.853	4.964	-1.859	-0.008	
12.700	3.418	-1.739	0.033	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

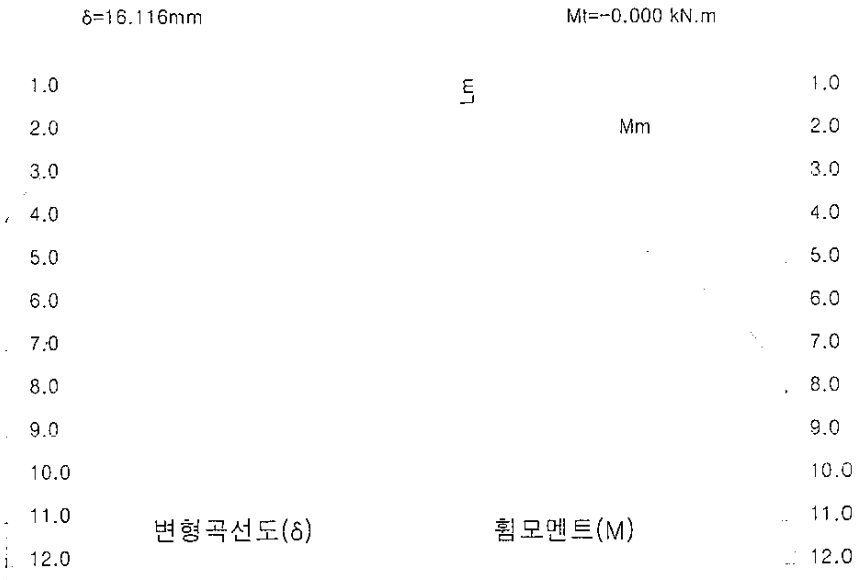
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -156.209 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 16.116 mm
- 지표면에서의 변위 : 16.116 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-190.651	16.116	
0.847	-113.554	-84.439	10.915	
1.693	-153.812	-16.455	6.507	
2.540	-150.019	21.081	3.208	
3.387	-124.205	37.005	1.003	
4.233	-91.188	39.297	-0.289	
5.080	-59.723	34.223	-0.906	
5.927	-34.061	26.172	-1.079	
6.773	-15.462	17.874	-0.997	
7.620	-3.450	10.768	-0.795	
8.467	3.268	5.405	-0.566	
9.313	6.199	1.791	-0.358	
10.160	6.718	-0.350	-0.194	
11.007	5.916	-1.394	-0.079	
11.853	4.563	-1.709	-0.007	
12.700	3.142	-1.598	0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

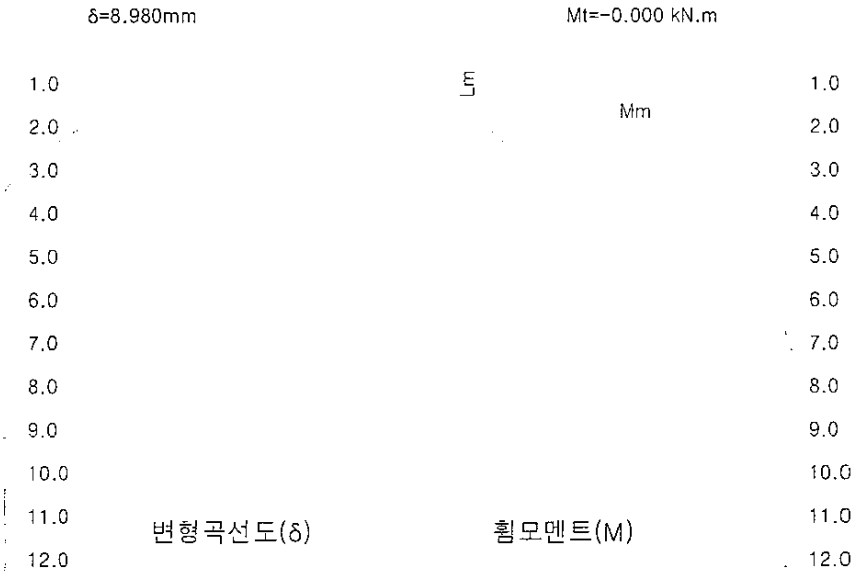
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -127.580 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.980 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.980 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.520	8.980	
0.847	-103.767	-66.406	5.518	
1.693	-127.523	2.534	2.773	
2.540	-110.403	32.753	0.945	
3.387	-78.761	39.120	-0.076	
4.233	-47.516	33.458	-0.515.	
5.080	-23.241	23.657	-0.599	
5.927	-7.353	14.140	-0.507	
6.773	1.336	6.818	-0.355	
7.620	4.924	2.068	-0.210	
8.467	5.455	-0.502	-0.100	
9.313	4.506	-1.540	-0.029	
10.160	3.103	-1.668	0.009	
11.007	1.802	-1.363	0.024	
11.853	0.830	-0.930	0.025	
12.700	0.215	-0.535	0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 856.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1284.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 10.3947 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 8.9796 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 370.900 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 556.400 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	547.177	162.876	856.000	370.900	O.K
	HINGE	454.311	272.252	856.000	370.900	O.K
COMBO 2	FIX	506.680	193.374	856.000	370.900	O.K
	HINGE	420.554	294.811	856.000	370.900	O.K
COMBO 3	FIX	791.836	-142.476	1284.000	556.400	O.K
	HINGE	709.988	-46.077	1284.000	556.400	O.K
COMBO 4	FIX	819.994	265.642	856.000	370.900	O.K
	HINGE	727.803	374.223	856.000	370.900	O.K
COMBO 5	FIX	733.159	271.504	856.000	370.900	O.K
	HINGE	647.174	372.775	856.000	370.900	O.K
COMBO 6	FIX	1192.597	-269.613	1284.000	556.400	O.K
	HINGE	1102.113	-163.042	1284.000	556.400	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 : 12.80 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 12.70/0.508 = 25.000 < 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	547.177	137.132	108.803	140.00	O.K
	HINGE	454.311	97.415	81.518	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	506.680	127.179	100.855	140.00	O.K
	HINGE	420.554	89.336	75.010	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	791.836	120.863	115.842	210.00	O.K
	HINGE	709.988	104.402	101.740	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	819.994	136.137	125.848	140.00	O.K
	HINGE	727.803	100.752	100.930	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	733.159	126.971	115.337	140.00	O.K
	HINGE	647.174	92.673	91.402	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1192.597	133.615	148.504	210.00	O.K
	HINGE	1102.113	127.580	139.437	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

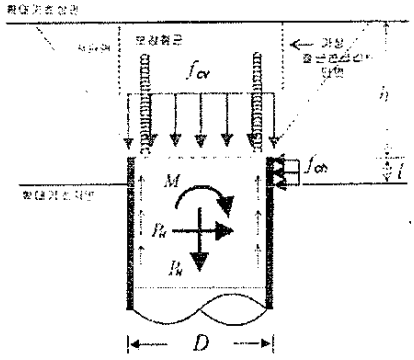
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	118.893	15.318	80.000	O.K
	HINGE	118.893	15.318	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	109.033	14.047	80.000	O.K
	HINGE	109.033	14.047	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	154.270	19.875	120.000	O.K
	HINGE	154.270	19.875	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	122.966	15.842	80.000	O.K
	HINGE	122.966	15.842	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	113.106	14.572	80.000	O.K
	HINGE	113.106	14.572	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	188.520	24.288	120.000	O.K
	HINGE	188.520	24.288	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 = 819994.4 / (π/4 x 508 ²)
= 4.046 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1192597.3 / (π/4·x 508 ²)
= 5.884 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 = 819994.4 / {π x (508 + 1400) x 1400 }
= 0.098 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1192597.3 / {π x (508 + 1400) x 1400 }
= 0.142 MPa ≤ τa3' = 1.197 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 = 122966.249 / (508 x 100)
= 2.421 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 188520.061 / (508 x 100)
= 3.711 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)

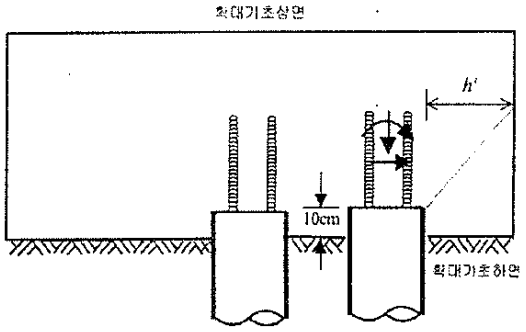
τh = 122966.249 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.207 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 188520.061 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.317 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 = 1240342.679 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 : 유효길이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

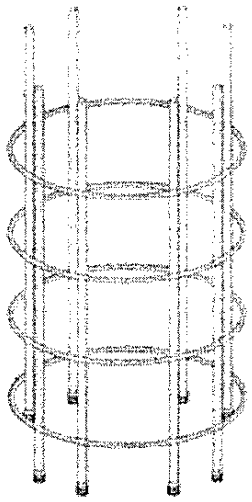
* PUNCHING 전단강도

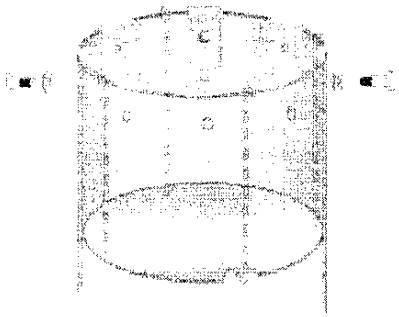
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 5837.1 x 1350)

= 10294463.165 N ≥ PNmax = 1240342.679 N ∴ O.K

복현 3교_A1교대	발주처 :	BBM KOREA. Co., Ltd.
	용역사 :	2014년 7월 23일

강관말뚝 볼트식 머리보강(B.B.M III)의 구조 검토 보고서





특허출원 제 0059148 호
실용신안등록 제 0426656 호

저작권	BBM KOREA. Co., Ltd.
주 소	경기도 안산시상록구 팔곡일동 568-6
Tel	031-438-1530
Fax	031-409-8031

1. Input Data

1) 확대기초 제원

H (단면두께)	=	1500.0	mm
l (말뚝 매입길이)	=	100.0	mm
h (수직유효두께)	=	1400.0	mm
h' (수평유효두께)	=	396.0	mm
fck (콘크리트 설계기준강도)	=	27 0	MPa
va3(콘크리트 허용 압발전단응력)	=	1.0	MPa (평상시)
va3(콘크리트 허용 압발전단응력)	=	1.3	MPa (지진시)
voa(콘크리트 허용 부착응력)	=	1.7	MPa

2) 강관말뚝 제원
강관종류는 SPS400 강종

D (말뚝직경)	=	508.0	mm
t' (말뚝두께)	=	12.0	mm

3) 보강 철근량 제원

보강 철근 종류	= H25(SD40)	10	EA
Ast(공칭단면적)	=	506.7	mm^2
d1 (보강철근 공칭지름)	=	25.4	mm
U (보강철근 공칭둘레)	=	80.0	mm
de2(나사산의 유효직경)	=	23.991	mm
fsa1(보강철근의 허용인장응력)	=	180.0	MPa (평상시)
fsa1(보강철근의 허용인장응력)	=	239.4	MPa (지진시)
vsa1(나사산의 허용 전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vsa1(나사산의 허용 전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)

4) 지압이음용 고장력볼트 제원

사용볼트	= M20*55L	10	EA
de3 (볼트나사의 유효직경)	=	17.78	mm
vsa2(볼트의 허용 전단응력)	=	190.0	MPa(평상시)
vsa2(볼트의 허용력)	=	252.7	MPa(지진시)
vba2(볼트의 허용 지압응력)	=	240.0	MPa(평상시)
vba2(볼트의 허용력)	=	319.2	MPa(지진시)
l (고장력볼트의 길이)	=	40.0	mm
b (고장력볼트의 연단거리)	=	10.0	mm
S (ㄷ형 연결재 두께)	=	12.0	mm

5) 말뚝머리작용하중

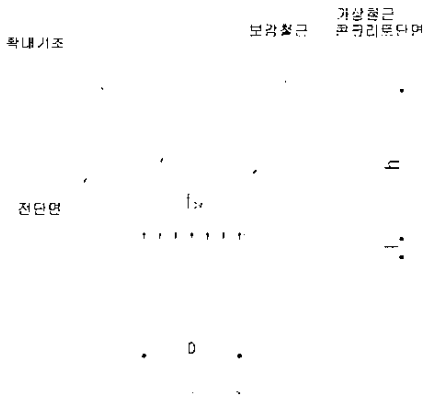
① 평상시

Pn.max (최대 압입력)	=	819.994	kN
Pn.min (최소 압입력)	=	162.876	kN
Ph.max (최대 수평력)	=	122.966	kN
M max (최대 모멘트)	=	137.132	kN*m

② 지진시

Pn.max (최대 압입력)	=	1192.597	kN
Pn.min (최소 압입력)	=	-269.613	kN
Ph.max (최대 수평력)	=	188.520	kN
M max (최대 모멘트)	=	133.615	kN*m

2. 압입력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력(fcv) 검토

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{819994.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 4.0 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{1192597.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 5.9 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
fck(콘크리트설계기준강도)	=	27.0 MPa	
fca(콘크리트허용지압응력) = 0.25fck	=	6.8 MPa	(평상시)
fca(콘크리트허용지압응력) = 1.33fca(평상시)	=	9.0 MPa	(지진시)
Pn.max (최대 압입력)	=	819.994 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	1192.597 kN	(지진시)

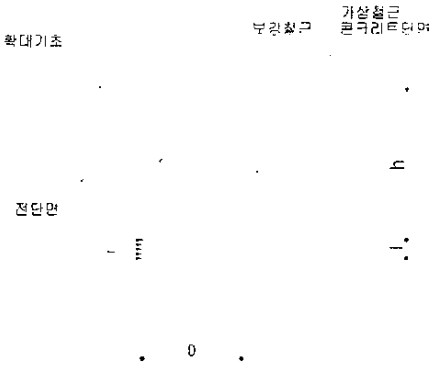
2)확대기초 콘크리트의 수직압발전단응력(Vv) 검토

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{819994.0}{\pi \times (508.00 + 1400.0)\ 1400.0} = 0.10 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{1192597.0}{\pi \times (508.00 + 1400.0)\ 1400.0} = 0.14 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
h (확대기초 수직유효두께)	=	1400.0 mm	
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.0 MPa	(평상시)
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.3 MPa	(지진시)
Pn.max (최대 압입력)	=	819.994 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	1192.597 kN	(지진시)

3. 수평력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수평지압응력(fch) 검토

$$f_{ch} = \frac{P_{h,max}}{D \times l} = \frac{122966.0}{508.00 \times 100.00} = 2.4 \text{ MPa} < f_{ca} = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$f_{ch} = \frac{P_{h,max}}{D \times l} = \frac{188520.0}{508.00 \times 100.00} = 3.7 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0	mm
l (말뚝의 매입길이)	=	100.0	mm
fck(콘크리트설계기준강도)	=	27.0	MPa
fca(콘크리트허용지압응력) = 0.25fck	=	6.8	MPa (평상시)
fca(콘크리트허용지압응력) = 1.33fca(평상시)	=	9.0	MPa (지진시)
Ph,max (최대 수평력)	=	122.966	kN (평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	188.520	kN (지진시)

2)확대기초 콘크리트의 수평압발전단응력(Vh) 검토

$$V_h = \frac{P_{h,max}}{h'(2l+D+2h')} = \frac{122966.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# - 508.0 + 2 \times 396.0)} = 0.21 \text{ MPa} < v_{ca} = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$V_h = \frac{P_{h,max}}{h'(2l+D+2h')} = \frac{188520.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# - 508 + 2 \times 396.0)} = 0.32 \text{ MPa} < v_{ca} = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0	mm
h '(확대기초 수평유효두께)	=	396.0	mm
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.0	MPa (평상시)
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.3	MPa (지진시)
Ph,max (최대 수평력)	=	122.966	kN (평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	188.520	kN (지진시)

4. 인발력에 대한 검토

1) 부풀림 보강철근 나사산의 전단응력(Vs1) 검토

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{0.000}{10 \times \pi \times 24.0 \times 25} = 0.0 \text{ MPa} < vsa1 = 80.0 \text{ MPa (평상시)} \quad O.K$$

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{269613.000}{10 \times \pi \times 24.0 \times 25} = 14.3 \text{ MPa} < vsa1 = 106.4 \text{ MPa (지진시)} \quad O.K$$

사용철근	=	H25(SD40) - 10 EA	
n1 (부풀림보강철근 사용개수)	=	10	EA
de2 (부풀림보강철근 나사산 유효직경)	=	23.991	mm
lr (나사선 연결부 길이)	=	25	mm
vsa1(보강철근 나사산의 허용전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vsa1(보강철근 나사산의 허용전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	269.613	kN (지진시)

2) 지압이용용 고장력 볼트 검토

① 전단응력(Vs2) 검토

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{0.000}{10 \left(\pi \times 17.78^2 / 4 \right)} = 0.0 \text{ MPa} < vs2 = 190.0 \text{ MPa (평상시)} \quad O.K$$

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{269613.000}{10 \left(\pi \times 17.78^2 / 4 \right)} = 108.6 \text{ MPa} < vs2 = 252.7 \text{ MPa (지진시)} \quad O.K$$

사용볼트 = M20*55L

n2 (고장력볼트 개수)	=	10	EA
de3 (고장력볼트 나사의 유효직경)	=	17.780	mm
vsa2(고장력볼트의 허용 전단응력)	=	190.0	MPa (평상시)
vsa2(고장력볼트의 허용 전단응력)	=	252.7	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	269.613	kN (지진시)

② 지압응력(Vb2) 검토

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{0.000}{10\ (\ 17.78\ x\ 9\ )}$$

$= 0.0$ MPa $<$ vb2 = 240.0 MPa (평상시) O.K

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{269613.000}{10\ (\ 17.78\ x\ 9\ )}$$

$= 168.5$ MPa $<$ vb2 = 319.2 MPa (지진시) O.K

n2 (고장력볼트 개수)	=	10	EA
t (강관과 강재절편 중 얇은쪽의 두께)	=	9	mm
de3 (고장력볼트 나사의 유효직경)	=	17.780	mm
vba2(고장력볼트의 허용 지압응력)	=	240.0	MPa (평상시)
vba2(고장력볼트의 허용 지압응력)	=	319.2	MPa (지진시)
Pu,max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu,max (최대 인발력)	=	269.613	kN (지진시)

3) 고장력볼트 배치시 연단거리 s 검토 -. 강구조공학(한국강구조학회 발행) P129 참조

-. 볼트 구멍이 배치된 경우 다음 볼트구멍까지의 거리 s(피치)를 구하는 방법으로 검토

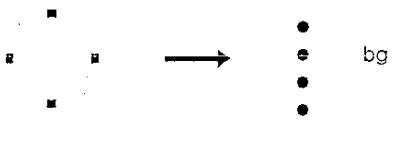
$$bn = bg - (n \times d) + \sum \frac{si}{4 \times gi}$$

$$= \begin{cases} 1577 - (\ 10 \times 23\ ) & = 1347 \\ 1577 - (\ 19 \times 23\ ) + \dfrac{70^2}{4 \times 78.9} \times 18 & = 1419.47 \end{cases}$$ 중 작은 값

∴ bn = 1347 mm가 된다

$An = bn \times t = 1347 \times 12 = 16164\ mm^2$

여기서,



bg : 강관의 총 둘레
bn : 강관의 순 둘레(볼트구멍을 제외한 둘레)
n : 볼트구멍의 수
d : 볼트구멍의 직경(볼트직경 + 3mm)
gi : 구멍간 간격
si : 피치
t : 강관의 두께

-. 인장부재의 내하력

Tn = fy x An > Pu.max (최대인발력) 이므로

Tn = 140 x 16164 = 2262.96 kN > Pu.max = 269.613 kN O.K

5. ㄷ형 강재 절편에 대한 검토

1) 인발력에 의한 저항단면의 휨응력(fs3) 검토

$$fs3 = \frac{Pu.max \times Im \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{0 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 10}$$

= 0.0 MPa　　fsa3 = 140.0 MPa (평상시)

$$fs3 = \frac{Pu.max \times Im \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{269613 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 10}$$

= 101.1 MPa　　fsa3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	10	EA
Im (모멘트 팔길이)	=	18.0	mm
I (저항단면의 단면2차모멘트)	=	60000	mm^4
y (저항단면의 높이)	=	25	mm
fsa3(제품의 허용휨응력)	=	140.0	MPa (평상시)
fsa3(제품의 허용휨응력)	=	186.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	269.613	kN (지진시)

2) 인발력에 의한 저항단면의 전단응력(Vv3) 검토

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{0.000}{10 \times 1120.0}$$

= 0.0 MPa　　vva3 = 80.0 MPa (평상시)

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{269613.000}{10 \times 1120.0}$$

= 24.1 MPa　　vva3 = 106.4 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	10	EA
A (저항단면 전단면적)	=	1120.0	mm^2
vva3(제품의 허용 전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vva3(제품의 허용 전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	269.613	kN (지진시)

3) 합성응력의 검산

$$\left(\frac{fs3}{fsa3}\right)^2 + \left(\frac{Vv3}{vva3}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\left(\frac{0.0}{140.0}\right)^2 + \left(\frac{0.0}{80.0}\right)^2 = 0 \leq 1.2 \quad \text{(평상시)}$$

$$\left(\frac{101.1}{186.2}\right)^2 + \left(\frac{24.1}{106.4}\right)^2 = 0.34603 \leq 1.2 \quad \text{(지진시)}$$

4) 인발력에 따른 최소순단면 인장응력(Vt3) 검토

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * At} = \frac{0.000}{10 \times 480.0}$$

= 0.0 MPa　　vta3 = 140.0 MPa (평상시)

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * At} = \frac{269613.000}{10 \times 480.0}$$

= 56.2 MPa　　vta3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	10	EA
At (볼트 연결부 단면의 순단면적)	=	480.0	mm^2 (= 단면적 - 볼트구멍 공제)
vta3(제품의 허용 인장응력)	=	140.0	MPa (평상시)
vta3(제품의 허용 인장응력)	=	186.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	269.613	kN (지진시)

6. 보강철근의 소요정착장(L0) 검토 : 수직형

$$L0 = Max\left[\frac{fsa1 \times Ast}{voa \times U} \cdot 35*d1+(0/2)\right] = Max\left[\frac{180.0 \times 506.7}{1.7 \times 80.0} \cdot 35 \times 25 + 254\right]$$

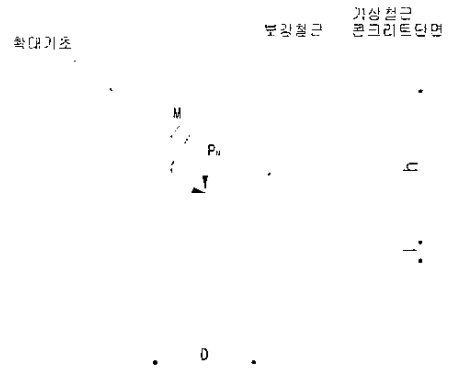
$$= Max\left[670.6 \cdot 1143\right] = 1143 \text{ mm}$$

사용철근	H25(SD40)	- 10	EA
d1 (보강철근의 공칭지름)	25.4	mm	
U (보강철근의 공칭둘레)	80.0	mm	
Ast (보강철근의 공칭단면적)	506.7	mm^2	
fsa1(보강철근의 허용 인장응력)	180.0	MPa	
voa (기초 콘크리트의 허용 부착응력)	1.7	MPa	

따라서, 부풀림 보강철근의 정착장은 1143.0 mm 이상으로 한다.

7. 확대기초속의 말뚝머리 부분의 매입길이는 최소한 100 mm 로 한다.

8. 가상 철근콘크리트 단면의 검토



상시와 지진시에 발생하는 최대 수직력과 최대 휨모멘트, 최소수직력과 최대 휨모멘트
각각에 대하여 말뚝머리의 보강철근과 콘크리트의 응력을 검토한다.
이때 말뚝머리는 말뚝의 직경보다 200 ㎜를 더한 가상의 철근 콘크리트 기둥으로 가정한다.
이는 실험에 의해 검증된 것으로 본 방법을 이용할 경우, 탄성계수비(n)는 15로 한다

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력 계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$fc = (M' / r^3)C \leq fca\ (= 0.4fck)$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos\alpha}{2\sin^3\alpha/3 - \alpha\cos\alpha + \sin\alpha\cos^2\alpha + \alpha/4 - D}$$

$$D = \sin\alpha\cos\alpha/4 + \sin^3\alpha\cos\alpha/6 - \pi np(0.5(rs/r)^2 - \cos\alpha)$$

위 식에서 α는 아래의 식에서 구한다.

(1) 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인경우,

$$e/r = \frac{\alpha/4 - \sin\alpha\cos\alpha(5/12 - \cos^2\alpha/6) + 0.5\pi np(rs/r)^2}{\sin\alpha(2 + \cos^2\alpha)/3 - \alpha\cos\alpha - \pi np\cos\alpha}$$

(2) 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P = 0$ 인경우,

$$D = \sin\alpha(2 + \cos^2\alpha)/3 - \alpha\cos\alpha - \pi np\cos\alpha$$

단, $0 \leq \alpha \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$fs = (M/r^3)S \times n \leq fsa$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C\ast\frac{rs/r + \cos\alpha}{1 - \cos\alpha}$$

1) 최대 압입력(Pn.max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

rs/r= 229.00 / 354.00 = 0.647
D (말뚝지름) = 508.0 mm
r (가상단면의 반경) = (D + 200) / 2 = 354.00 mm
re(보강철근중심에서 ㄷ형 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.01287 = 0.193
As(보강철근량) = H25(SD40) x 10 EA = 506.7 x 10 = 5067.0 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 5067 / (π x 354.00^2) = 0.01287
e/r= 167.235 / 354.00 = 0.472 (평상시)
e/r= 112.037 / 354.00 = 0.316 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn,max = 13713200.0 / 819994.0 = 167.235 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn,max = 13361500.0 / 1192597.0 = 112.037 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터
C = 0.597 , S = 0.139 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.193 , e/r = 0.472)
C = 0.477 , S = 0.000 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.193 , e/r = 0.316)
fc = (M'/r^3) x C = (42740987.6 / 354.000^3) x 0.597 x 10
= 5.8 MPa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (55579433.8 / 354.000^3) x 0.477 x 10
= 6.0 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (42740987.6 / 354.000^3) x 0.139 x 15
= 2.0 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (55579433.8 / 354.000^3) x 0.000 x 15
= 0.0 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn.max x r = 137.132 + 820 x ##### = 427.410 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn.max x r = 133.615 + 1192.597 x ##### = 555.794 kN-m (지진시)
fca(콘크리드허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 1.33 fca = 1.33 x 10.8 = 14.4 MPa (지진시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 180.00 MPa (평상시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 239.40 MPa (지진시)

2) 최소 압입력(Pn,min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

rs/r= 229.00 / 354.00 = 0.647
D (말뚝지름) = 508.0 mm
r (가상단면의 반경) = (D + 200) / 2 = 354.0 mm
re(보강철근중심에서 ㄷ형 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.01287 = 0.193
As(보강철근량) = H25(SD40) x 10 EA = 506.7 x 10 = 5067 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) = 5067 / (π x 354.00^2) = 0.01287
e/r= 841.941 / 354.00 = 2.378 (평상시)
e/r= -495.581 / 354.00 = -1.400 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn.min = 13713200.0 / 162876.0 = 841.941 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn.min = 13361500.0 / -269613.0 = -495.58 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터
C = 1.235 , S = 1.329 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.193 , e/r = 2.378)
C = 6.678 , S = 14.570 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.193 , e/r = -1.400)
fc = (M'/r^3) x C = (19479010.4 / 354.000^3) x 1.235 x 10
= 5.4 Mpa < fca = 10.8 MPa , (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (3817199.8 / 354.000^3) x 6.678 x 10
= 5.7 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (19479010.4 / 354.000^3) x 1.329 x 15 x 10
= 87.5 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (3817199.8 / 354.000^3) x 14.57 x 15 x 10
= 188.1 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn.min x r = 137.132 + 162.9 x ##### = 194.790 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn.min x r = 133.615 + -269.6 x ##### = 38.172 kN-m (지진시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 1.33 fca = 1.33 x 10.8 = 14.4 MPa (지진시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 180.00 MPa (평상시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 239.40 MPa (지진시)

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. 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	872.709	O.K
	허용인발력(kN/EA)	205.1	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	125.167	O.K
	전단응력(MPa)	80	15.107	O.K
	수평변위(mm)	15	9.912	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1147.194	O.K
	허용인발력(kN/EA)	307.65	-46.423	O.K
	휨응력(MPa)	210	146.242	O.K
	전단응력(MPa)	120	25.098	O.K
	수평변위(mm)	15	9.279	O.K

■ 단면 휨 설계

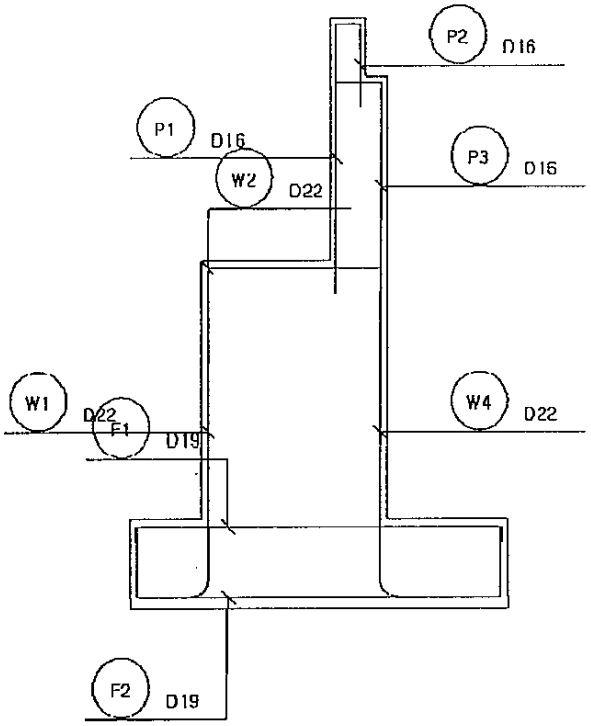
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1063.03	2292	282.508	603.833	2.137	O.K
후면저판		1200	100	1021.01	2292	284.439	633.056	2.226	O.K
벽체 : H=7.352		2600	100	1802.24	3096.8	1142.839	1956.228	1.712	O.K
흉벽		800	80	1089.34	1588.8	197.778	286.971	1.451	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	1348.24	3096.8	182.245	408.448	2.241	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	4383.44	5139.2	567.572	658.147	1.16	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	1108.04	3096.8	150.275	408.448	2.718	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	1564.96	3096.8	210.903	408.448	1.937	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	620	80	1239.99	3096.8	167.864	408.448	2.433	O.K
	A(T=620 mm)	620	80	2852.86	4053.6	377.578	527.371	1.397	O.K
	B(T=620 mm)	620	80	1435.88	3096.8	193.855	408.448	2.107	O.K
	C(T=620 mm)	620	80	2725.27	3096.8	361.344	408.448	1.13	O.K

■ 사용성 검토

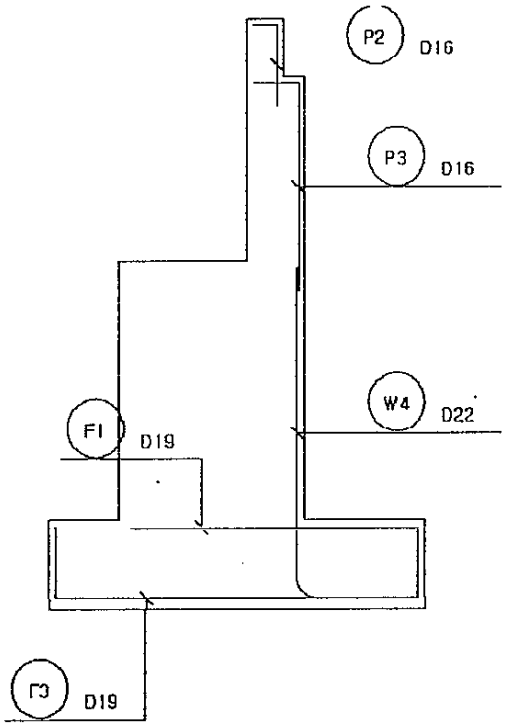
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		82.644	150	125	601.637	O.K
후면저판		59.056	150	125	1066.791	O.K
벽체 : H=7.352		60.371	150	125	1043.548	O.K
흉벽		107.469	150	125	552.772	O.K
좌측날개벽	D(T=620 mm)	69.833	150	125	902.15	O.K
	A(T=620 mm)	133.892	150	125	424.413	O.K
	B(T=620 mm)	57.583	150	125	1094.071	O.K
	C(T=620 mm)	80.815	150	125	779.561	O.K
우측날개벽	D(T=620 mm)	64.323	150	125	979.438	O.K
	A(T=620 mm)	111.742	150	125	535.999	O.K
	B(T=620 mm)	74.282	150	125	848.12	O.K
	C(T=620 mm)	138.461	150	125	396.251	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

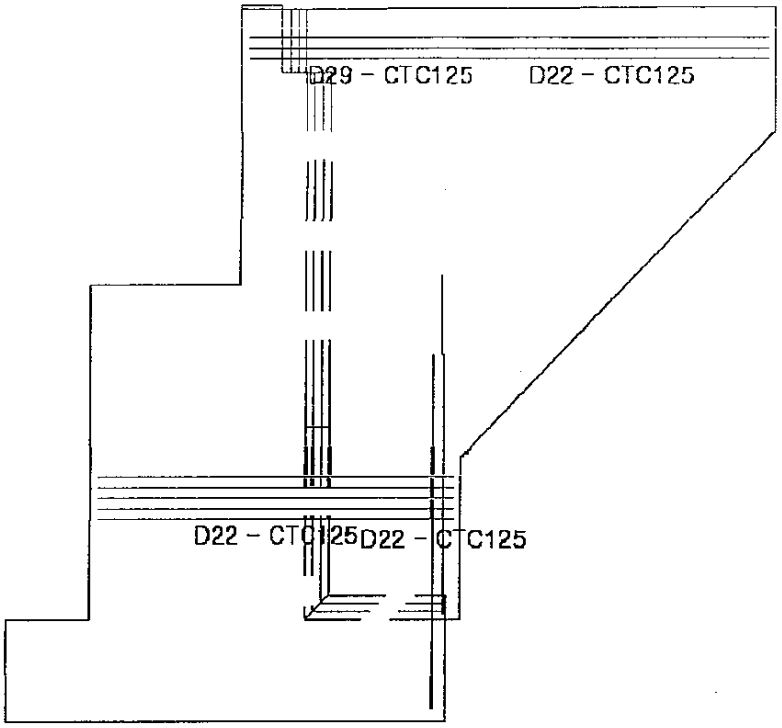


- ② Cycle (CTC = 250)

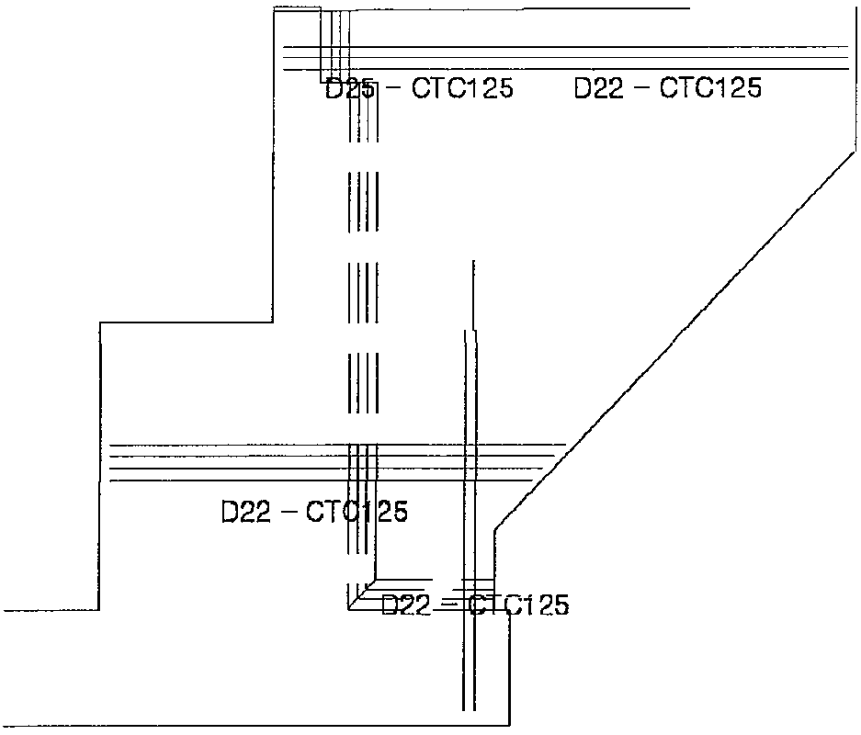


▣ 주철근 조립도

- 좌측날개벽



- 우측날개벽



1. 설 계 조 건

1) 일 반 사 항

(1) 구 조 형 식	: 역T형 교대
(2) 상 부 형 식	: IPC GIRDER
(3) 교 량 등 급	: 1 등교
(4) 교 대 총 폭	: B = 25.546 M
(5) 교 대 총높이	: H = 8.552 M
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초
(7) SKEW	: 74.700 °

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 = 495.935 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 113.986 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: Φ1 = 35.000 °	
(2) 기초지반의 N치	: N = 5.000	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: Φ2 = 23.660 ° {Φ2 = 15 + √15N}	
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²	
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.282 : 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]

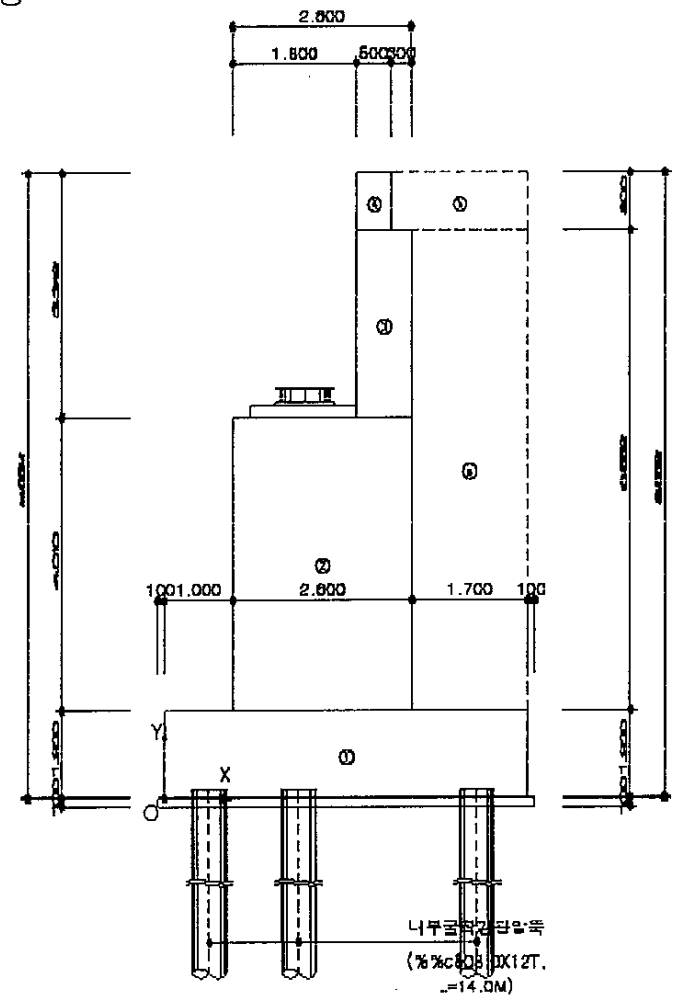
5) 설 계 방 법

(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 (2000)
(4) 도로설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

2. 단 면 가 정



※ 교량받침 반력 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7
고정하중	1464.937	1427.676	1381.133	1366.690	1365.011	1362.146	1377.140
활하중	352.451	377.176	363.809	336.563	328.299	344.744	336.886

구 분	8	9	계
고정하중	1422.660	1501.541	12668.934
활하중	280.941	190.973	2911.842

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7
교축방향	242.010	242.230	242.370	242.500	242.620	242.740	242.860
직각방향	216.920	217.350	217.510	217.580	217.620	217.640	217.630

구 분	8	9	계
교축방향	242.990	243.230	2183.550
직각방향	217.560	217.670	1957.480

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	2.600 × 4.010	= 10.426	25.000	260.651	20.070
	③	0.800 × 2.542	= 2.033	25.000	50.833	3.914
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 19.219		480.484	36.997
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 6.552	= 11.138	20.000	222.756	17.152
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 12.738		254.756	19.616
총 계					735.240	56.613

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	2.300	3.205	599.498	64.325
	③	3.200	6.481	162.664	25.367
	④	3.050	8.152	30.500	6.277
	소 계			1214.012	103.314
뒷채움재	ⓐ	4.450	4.476	991.264	76.770
	ⓑ	4.300	8.152	137.600	20.086
	소 계			1128.864	96.856
총 계				2342.876	200.170

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1214.012 / 480.484 = 2.527 m
  Y = 103.314 / 36.997 = 2.792 m
- 뒷채움재 : X = 1128.864 / 254.756 = 4.431 m
  Y = 96.856 / 19.616 = 4.938 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)

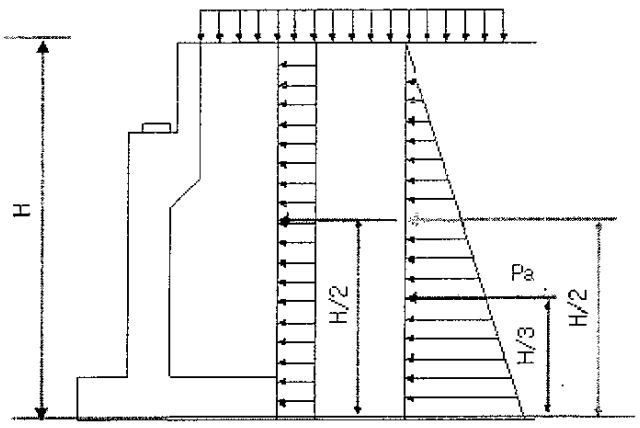
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 8.552 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 8.552² x cos(0.000)

= 198.184 kN

y = H / 3 = 2.851 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 8.552 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 8.552² x cos(0.000)

= 229.630 kN

y = H / 2 = 4.276 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 7.352 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 7.352² x cos(11.667 + 0.000)

= 132.855 kN

y = H / 3 = 2.451 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.352 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.352² x cos(0.000 + 0.000)

= 169.707 kN

y = H / 2 = 3.676 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 12668.934 ÷ (24.640 / sin74.700) = 495.935 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2911.842 ÷ (24.640 / sin74.700) = 113.986 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.3$

$= 0.012575$ m

교량받침의 개수 : N = 9 EA

교대의 폭원 : B = 25.546 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2875.800 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2875.800 \times 0.012575 \times 9 / 25.546$

$= 12.741$ 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	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8	2875.8
δ(m)	0.08649	0.08657	0.08663	0.08668	0.08673	0.08677	0.08682	0.08687	0.08696

$Fm = 76.627 \times \cos74.7 + 85.477 \times \sin74.7$

$= 102.667$ kN/m

H1 = 1957.480 ÷ (24.640 / sin74.7) = 76.627 kN/m : 직각방향 수평력

H2 = 2183.550 ÷ (24.640 / sin74.7) = 85.477 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 = 8.552 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 8.552 \times \cos0.000$

$= 23.175$ kN

$y = H / 2 = 4.276$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 7.352 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta+\beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 7.352 \times \cos11.667$

$= 18.071$ kN

$y = H / 2 = 3.676$ 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)	480.484	-	2.527	2.792	1214.012	-
2. 교대구체(지진시)	480.484	36.997	2.527	2.792	1214.012	103.314
3. 뒷채움재(평상시)	254.756	-	4.431	4.938	1128.864	-
4. 뒷채움재(지진시)	254.756	19.616	4.431	4.938	1128.864	96.855
5. 배면토압(평상시)	-	198.184	-	2.851	-	564.933
6. 배면토압(지진시)	-	229.630	-	4.276	-	981.857
7. 뒷채움 상재하중	20.000	23.175	4.300	4.276	86.000	99.092
8. 상부 고정하중반력	495.935	-	2.042	-	1012.699	-
9. 상부 활하중반력	113.986	-	2.042	-	232.759	-
10. 교량받침마찰력	-	12.741	-	5.610	-	71.477
11. 상부관성력	-	102.667	-	5.610	-	575.964

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)	755.240	221.359	2428.876	664.045
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	735.240	198.184	2342.876	564.933
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	735.240	286.243	2342.876	1182.026
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1365.161	234.100	3674.334	735.502
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1231.175	210.925	3355.575	636.410
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1231.175	388.910	3355.575	1757.990

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(= 2.383) - $\sum M / \sum V$

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	4.550	17.000	77.350	-
계	-	51.000	121.550	2.383

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	19293.361	5654.837	0.047	906.765
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	18782.441	5062.808	-0.035	-657.386
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	18782.441	7312.364	0.804	15101.083
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	34674.403	5980.319	0.231	8055.987
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	31451.597	5398.290	0.175	5504.029
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	31451.597	9935.095	1.086	34156.434

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 25.546 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.

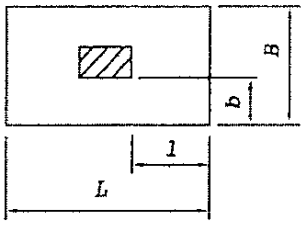
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 203371.333 x 51 / (25.546 x 5.300) = 76607.083 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 25.546 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)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 76607.083) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.265$ (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

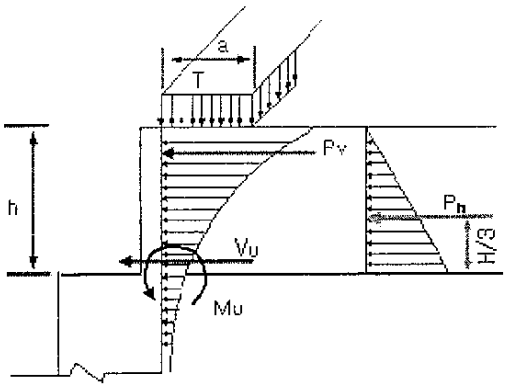


$\beta\lambda$ = 0.265 x 1.700 = 0.450 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (3.342 - 0.36) = 85.765 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 3.342^2 x cos11.667 = 27.449 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 3.342 x 27.449 = 30.575 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 27.449 = 95.563 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 85.765 + 1.70 x 30.575 = 197.778 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.542 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.914 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.914 + 0.770 = 4.684 kN

Mw = 3.914 x 2.542/2 + 0.770 x (2.542 + 0.800/2) = 7.239 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 3.342^2 x cos0.000 = 35.063 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 3.342 x 35.063 = 58.583 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.684 + 1.00 x 35.063 = 39.747 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 7.239 + 1.00 x 58.583 = 65.822 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	95.563	197.778	
지진시	39.747	65.822	
설계단면력	95.563	197.778	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 7.352 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	24.754	2.677	-	1.000	24.754	66.263
2. 배면토압(평상시)	132.855	2.451	1.700	-	225.854	553.465
3. 배면토압(지진시)	169.707	3.676	-	1.000	169.707	623.813
4. 뒷채움 상재하중	18.071	3.676	1.700	-	30.721	112.924
5. 교량받침마찰력	12.741	4.410	1.300	-	16.563	73.045
6. 상부관성력	102.667	4.410	-	1.000	102.667	452.764

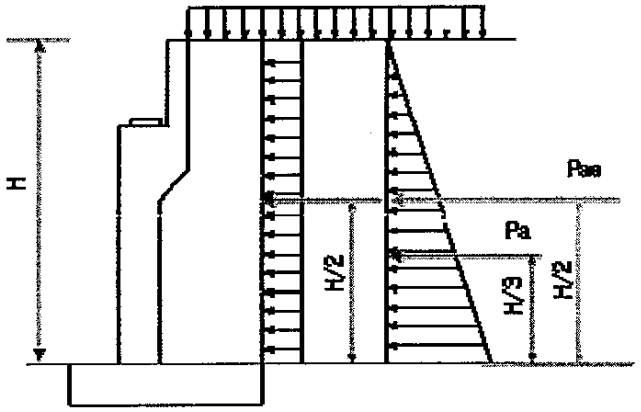
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 겅토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 24.754 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 66.263 kN.m

y = Mo / Ho = 66.263 / 24.754 = 2.677



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 7.352 m)	273.138	739.434	
지진시(H = 7.352 m)	297.128	1142.840	
설계단면력	297.128	1142.839	

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)	480.484	-	2.527	2.792	1214.012	-
2. 교대구체(지진시)	480.484	36.997	2.527	2.792	1214.012	103.314
3. 뒷채움재(평상시)	254.756	-	4.431	4.938	1128.864	-
4. 뒷채움재(지진시)	254.756	19.616	4.431	4.938	1128.864	96.855
5. 배면토압(평상시)	-	198.184	-	2.851	-	564.933
6. 배면토압(지진시)	-	229.630	-	4.276	-	981.857
7. 토압의 연직분력	29.618	-	4.733	-	140.192	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	23.175	4.300	4.276	86.000	99.092
9. 상부 고정하중반력	495.935	-	2.042	-	1012.699	-
10. 상부 활하중반력	113.986	-	2.042	-	232.759	-
11. 교량받침마찰력	-	12.741	-	5.610	-	71.477
12. 상부관성력	-	102.667	-	5.610	-	575.964

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+	1049.163	376.310	3468.965	1128.843
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	1006.163	336.913	3284.065	960.386
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	735.240	286.243	2342.876	1182.026
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1938.948	392.874	5285.906	1221.763
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1650.878	353.476	4600.574	1053.306
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1231.175	388.910	3355.575	1757.990

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(=2.383) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 「4. 안정검토」 참조

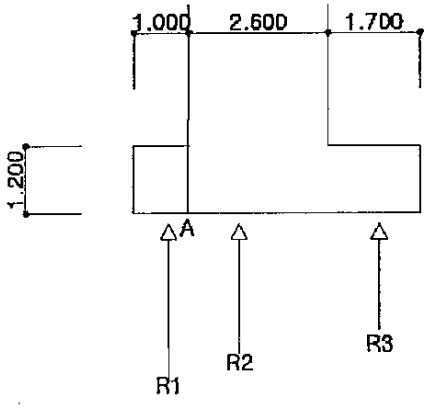
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	26801.908	9613.223	0.153	4100.692
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	25703.430	8606.774	0.074	1902.054
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	18782.441	7312.364	0.804	15101.083
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	49532.366	10036.349	0.287	14215.789
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	42173.332	9029.900	0.235	9910.733
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	31451.597	9935.095	1.086	34156.434

註) COMB 1.2.3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4.5.6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(25.546 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 25.546 (kN/m)
R2 = Ru2 x 17본 / 25.546 (kN/m)
R3 = Ru3 x 17본 / 25.546 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	722.400	574.750	459.260
COMB 2	658.900	542.720	473.250
COMB 3	639.290	436.030	124.240
COMB 4	1296.630	1052.580	741.490
COMB 5	1084.960	891.440	666.770
COMB 6	1147.190	749.320	64.720

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x -0.050 x 25.000 = 0.000 kN

Ma = 1.200 x 1.000 x 25.000 x 1.000 / 2 = 15.000 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

Ma = R1 x 0.350

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	168.259	0.000	148.759
COMB 2	0.000	153.469	0.000	133.969
COMB 3	0.000	148.902	0.000	133.902
COMB 4	0.000	302.008	0.000	282.508
COMB 5	0.000	252.706	0.000	233.206
COMB 6	0.000	267.200	0.000	252.200

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

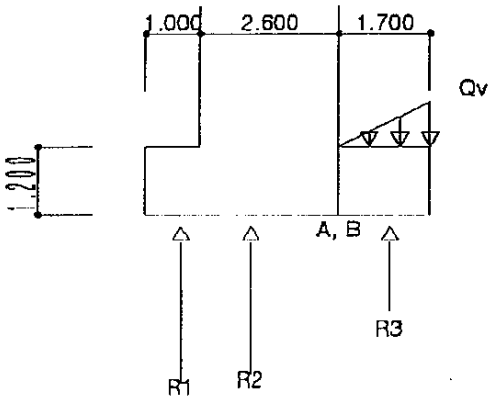
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 17본 / 25.546 (kN/m)

R2 = Ru2 x 17본 / 25.546 (kN/m)

R3 = Ru3 x 17본 / 25.546 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	578.540	538.780	279.440
COMB 2	528.580	510.140	310.350
COMB 3	563.510	417.090	29.530
COMB 4	1155.010	1017.170	564.460
COMB 5	955.060	858.960	504.390
COMB 6	1058.280	727.090	-46.420

- 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 = 254.756 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 254.756 kN

Ma = 254.756 x (4.431 - 3.600) = 211.743 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 7.352^2 x sin11.667

= 29.618 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 29.618 / 1.700

= 34.845 kN

Vb = 34.845 x 1.700 / 2 = 29.618 kN

Ma = 34.845 x 1.700 x 1.700 / 3 = 33.567 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 0.950

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	185.961	176.663	298.422	243.089
COMB 2	206.531	196.205	241.302	192.480
COMB 3	19.652	18.669	286.104	236.424
COMB 4	375.636	356.854	108.748	62.898
COMB 5	335.661	318.878	112.173	69.807
COMB 6	-30.891	-29.347	336.647	284.439

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)
1000.00	1200.00	1050.00	150.00	282.51	0.00

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1063.031 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.156]

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 = 1063.031 mm²

ρmin = Max(1063.031, 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 (= 282.508 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.137]

* 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)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	284.44	336.65

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1021.013 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.245]

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 = 1021.013 mm²

ρmin = Max(1021.013, 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 (= 284.439 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.226]

* 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 (= 336.647 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=7.352

* 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)
1000.00	2600.00	2500.00	100.00	1142.84	297.13

* 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 (2500.00 - 53.578) / 53.578 = 0.13698

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1802.242 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.718]

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 = 0.00124

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) = 45.541 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 300 x (2500.00 - a/2) = 1956.228 kN.m

≥ Mu (= 1142.839 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.712]

* 전단에 대한 검토 (d = 2500.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2500.00 = 1632.993 kN

≥ Vu (= 297.128 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 2600.0 x 1000.0 = 3900.000 ㎟ > 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)
1000.00	800.00	720.00	80.00	197.78	95.56

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1089.339\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.458]

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 (= 197.778 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.451]

* 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 (= 95.563 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 (3.342 - 0.36) = 85.765 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 3.342^2 x cos11.667 = 27.449 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.342 x 27.449 = 30.575 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 27.449 = 56.213 kN

Ms = 85.765 + 30.575 = 116.34 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 7.352 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	24.754	2.677	-	1.000	24.754	66.263
2. 배면토압(평상시)	132.855	2.451	1.000	-	132.855	325.568
3. 배면토압(지진시)	169.707	3.676	-	1.000	169.707	623.813
4. 뒷채움 상재하중	18.071	3.676	1.000	-	18.071	66.426
5. 교량받침마찰력	12.741	4.410	1.000	-	12.741	56.188
6. 상부관성력	102.667	4.410	-	1.000	102.667	452.764

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 24.754 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 66.263 kN.m

y = Mo / Ho = 66.263 / 24.754 = 2.677

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	163.667	448.182	

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+	784.858	221.359	2569.069	664.025
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	764.858	198.184	2483.069	564.933
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	735.240	286.243	2342.877	1182.026
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1394.779	234.100	3814.527	735.503
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1260.793	210.925	3495.768	636.410
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1231.175	388.910	3355.576	1757.990

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(=2.383) - $\sum M/\sum V$: 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

Mc = V x e

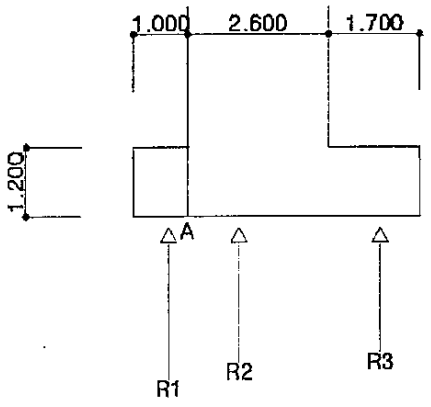
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	20049.982	5654.837	-0.044	-882.199
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	19539.062	5062.808	-0.124	-2422.844
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	18782.441	7312.364	0.804	15101.083
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	35631.024	5980.319	0.176	6271.060
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	32208.218	5388.290	0.115	3703.945
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	31451.597	9935.095	1.086	34156.434

註) COMB 1.2.3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4.5.6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(25.546 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 25.546 (kN/m)

R2 = Ru2 x 17본 / 25.546 (kN/m)

R3 = Ru3 x 17본 / 25.546 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	475.950	402.710	363.650
COMB 2	437.980	385.710	378.910
COMB 3	639.290	436.030	124.240
COMB 4	872.710	731.040	553.620
COMB 5	765.730	653.950	527.750
COMB 6	1147.190	749.320	64.720

- 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.200 x -0.050 x 25.000 = 0.000 kN

Ma = 1.200 x 1.000 x 25.000 x 1.000 / 2 = 15.000 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = 0.00

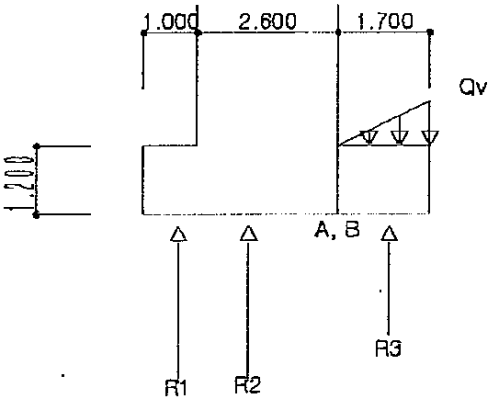
Ma = R1 x 0.350

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	110.857	0.000	95.857
COMB 2	0.000	102.013	0.000	87.013
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	203.269	0.000	188.269
COMB 5	0.000	178.352	0.000	163.352
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 17본 / 25.546 (kN/m)

R2 = Ru2 x 17본 / 25.546 (kN/m)

R3 = Ru3 x 17본 / 25.546 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	390.020	381.230	256.250
COMB 2	359.780	366.160	281.170
COMB 3	563.510	417.090	29.530
COMB 4	787.960	709.850	447.690
COMB 5	687.860	634.490	430.410
COMB 6	1056.280	727.090	-46.420

- 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 0.950

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	170.529	162.002	181.845	141.107
COMB 2	187.112	177.757	148.262	110.903
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	297.928	283.032	54.446	20.078
COMB 5	286.428	272.107	48.946	16.553
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)] = 188.269 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 82.644 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 / 82.64) - 2.5 x 140.50 = 601.64 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.64) = 762.31 mm
Sa는 작은 값인 601.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 601.64 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 141.107 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 59.056 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 / 59.06) - 2.5 x 90.50 = 1107.24 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.06) = 1066.79 mm
Sa는 작은 값인 1066.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1066.79 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=7.352

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 448.182 x 1000000 / [3096.800 x (2500.000 - 308.259/3)]
= 60.371 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2500.0/(7x3096.800)]
= 308.259 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 60.37) - 2.5 x 89.00 = 1081.94 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 60.37) = 1043.55 mm

Sa는 작은 값인 1043.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1043.55 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 116.340 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 107.469 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 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

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 / 107.47) - 2.5 x 72.00 = 552.77 mm

300 x (210 / fs) - 300 x (210 / 107.47) = 586.22 mm

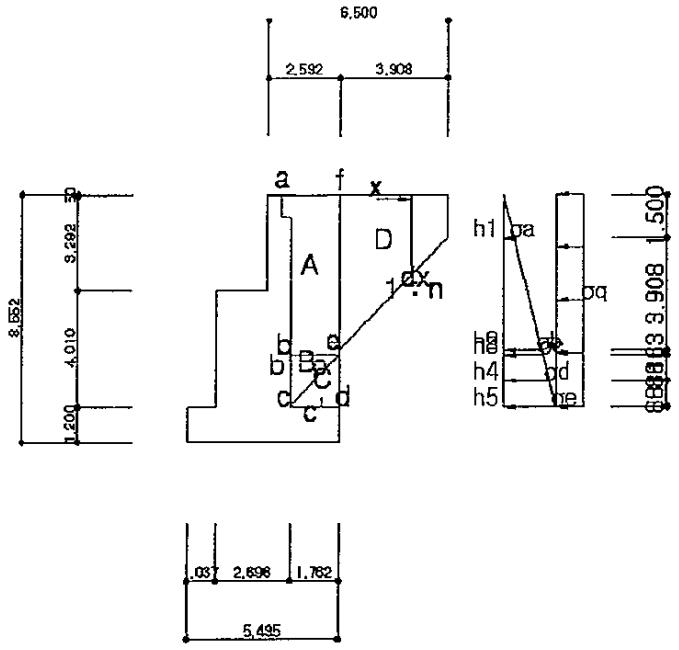
Sa는 작은 값인 552.77 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 552.77 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

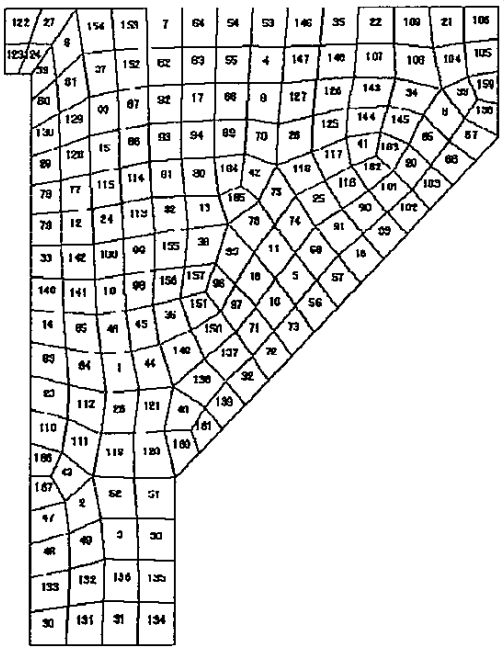


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	182.245	567.572	150.275	210.903
전단력(kN)	142.915	199.805	128.015	136.198

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	107.203	333.866	88.397	124.061
전단력(kN)	84.068	117.532	75.303	80.116

(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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	182.25	142.92

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1348.242 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.297]

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 (= 182.245 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.241]

* 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 (= 142.915 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	567.57	199.81

* 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 (540.00 - 88.913) / 88.913 = 0.01522

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4383.436 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.172]

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 = 0.00952

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (540.00 - a/2) = 658.147 kN.m

≥ Mu (= 567.572 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.160]

* 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 (= 199.805 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	150.28	128.02

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1108.042 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.795]

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 = 0.00573

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 (= 150.275 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.718]

* 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 (= 128.015 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	210.90	136.20

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1564.962 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.979]

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 (= 210.903 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.937]

* 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 (= 136.198 kN), 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 107.203 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 69.833 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 / 69.83) - 2.5 x 69.00 = 955.19 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 69.83) = 902.15 mm
Sa는 작은 값인 902.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 902.15 mm) ∴ O.K

② A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 333.866 x 1000000 / [5139.200 x (540.000 - 164.392/3)]
= 133.892 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x5139.200)]
= 164.392 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.89) - 2.5 x 65.50 = 424.41 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.89) = 470.53 mm
Sa는 작은 값인 424.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 424.41 mm) ∴ O.K

③ B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 88.397 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 57.583 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 ㎟ (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 / 57.58) - 2.5 x 69.00 = 1195.09 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 57.58) = 1094.07 ㎜

Sa는 작은 값인 1094.07 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1094.07 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=620 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 124.061 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]

= 80.815 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 ㎜

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 / 80.81) - 2.5 x 69.00 = 801.95 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 80.81) = 779.56 ㎜

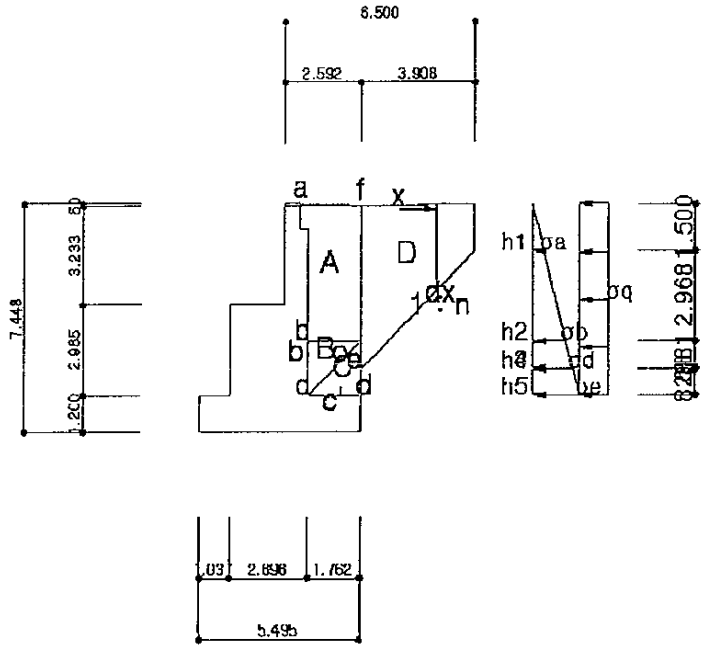
Sa는 작은 값인 779.56 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 779.56 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

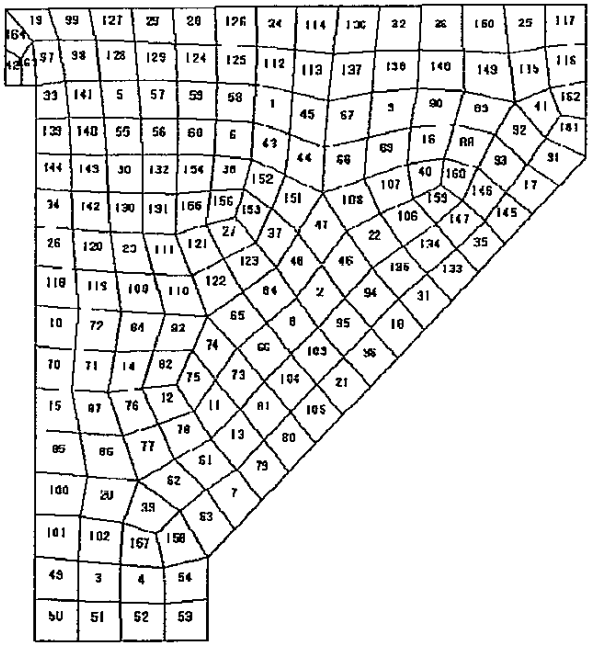


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	167.864	377.578	193.855	361.344
전단력(kN)	87.542	197.019	159.741	214.631

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	98.743	222.105	114.032	212.555
전단력(kN)	51.495	115.893	93.965	126.254

(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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	167.86	87.54

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1239.990 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.497]

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 (= 167.864 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.433]

* 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 (= 87.542 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	377.58	197.02

* 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 (540.00 - 70.131) / 70.131 = 0.02010

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2852.856 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.421]

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 = 0.00751

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 (540.00 - a/2) = 527.371 kN.m

≥ Mu (= 377.578 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.397]

* 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 (= 197.019 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	193.86	159.74

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1435.878 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.157]

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 (= 193.855 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.107]

* 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 (= 159.741 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)
1000.00	620.00	540.00	80.00	361.34	214.63

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2725.272 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.136]

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 (= 361.344 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.130]

* 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 (= 214.631 kN), 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

1. D(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 98.743 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 64.323 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 / 64.32) - 2.5 x 69.00 = 1051.80 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 64.32) = 979.44 mm
Sa는 작은 값인 979.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 979.44 mm) ∴ O.K

2. A(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 222.105 x 1000000 / [4053.600 x (540.000 - 148.967/3)]
= 111.742 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x540.0/(7x4053.600)]
= 148.967 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 / 111.74) - 2.5 x 67.50 = 536.00 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 111.74) = 563.80 mm
Sa는 작은 값인 536.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 536.00 mm) ∴ O.K

3. B(T=620 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.032 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 74.282 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 ㎟ (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 / 74.28) - 2.5 x 69.00 = 887.65 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.28) = 848.12 ㎜

Sa는 작은 값인 848.12 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 848.12 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=620 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 212.555 x 1000000 / [3096.800 x (540.000 - 132.860/3)]
= 138.461 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 ㎜

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 / 138.46) - 2.5 x 69.00 = 396.25 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.46) = 455.00 ㎜

Sa는 작은 값인 396.25 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 396.25 ㎜) ∴ 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 11.894 = 8.326 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.550 = 13.750 kN/m : 접속판의 자중

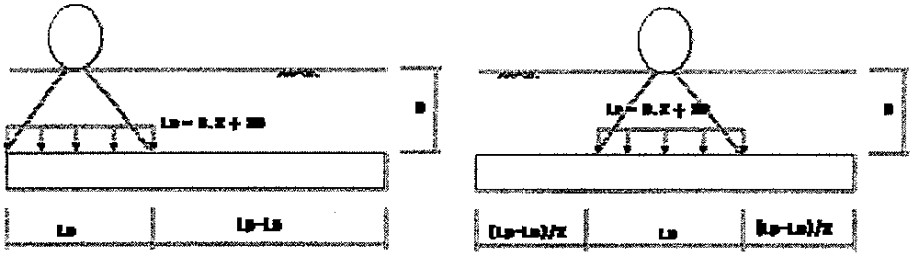
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 13.750 x 8.326 / 2 - 13.750 x 0.[illegible] = 51.052 kN/m

Md = 13.750 x 8.326² / 8 = 119.141 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 Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.450) / (2 x 8.326)

= 77.704 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.326/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 171.096 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 51.052 + 2.15 x 77.704

= 233.431 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 119.141 + 2.15 x 171.096

= 522.740 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)
1000.00	550.00	450.00	100.00	522.74	233.43

* 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 (450.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00981

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3678.670 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.397]

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 = 0.01142

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 (450.00 - a/2) = 708.042 kN.m

≥ Mu (= 522.740 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.354]

* 전단에 대한 검토 (d = 450.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 450.00 = 311.769 kN

≥ Vu (= 233.431 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(6.090) = 22.29% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3678.7 ㎟

필요 철근량 : 3678.7 x 0.223 = 819.9 ㎟ < 2580.7 ㎟ ∴ 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 550 = 1100.0 ㎟ < 3871.000 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 [도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254]

필요철근량 : 300.0 ㎟ < 1290.3 ㎟ ∴ O.K

3) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 290.237 x 1000000 / [5139.200 x (450.000 - 147.523/3)]

= 140.897 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x5139.200)]

= 147.523 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 / 140.90) - 2.5 x 85.50 = 345.17 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.90) = 447.14 mm

Sa는 작은 값인 345.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 345.17 mm) ∴ O.K

9.2 접속슬래브 검토(우측)

1) 지간 및 하중 산정

① 설계조건

- 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 하는 단순보로 계산한다.

  Lp = 0.70 x 12.194 = 8.536 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.550 = 13.750 kN/m : 접속판의 자중

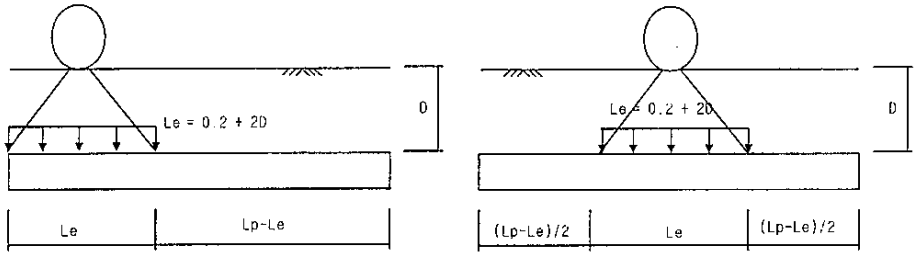
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 13.750 x 8.536 / 2 - 13.750 x 0.· = 52.496 kN/m

Md = 13.750 x 8.536² / 8 = 125.227 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 Le x d) / (2 x Lp)

= 416.000 x 0.200 - (416.000 x 0.200² + 2 x 416.000 x 0.200 x 0.450) / (2 x 8.536)

= 77.839 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 8.536/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 175.464 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 52.496 + 2.15 x 77.839

= 235.599 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 125.227 + 2.15 x 175.464

= 540.043 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)
1000.00	550.00	450.00	100.00	540.04	235.60

* 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 (450.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00981

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 3810.947 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.349]

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 = 0.01142

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 (450.00 - a/2) = 708.042 kN.m

≥ Mu (= 540.043 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.311]

* 전단에 대한 검토 (d = 450.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 450.00 = 311.769 kN

≥ Vu (= 235.599 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(6.300) = 21.91% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3810.9 ㎟

필요 철근량 : 3810.9 x 0.219 = 835.1 ㎟ < 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 550 = 1100.0 ㎟ < 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)] = 300.691 x 1000000 / [5139.200 x (450.000 - 147.523/3)]

= 145.972 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x5139.200)]

= 147.523 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)

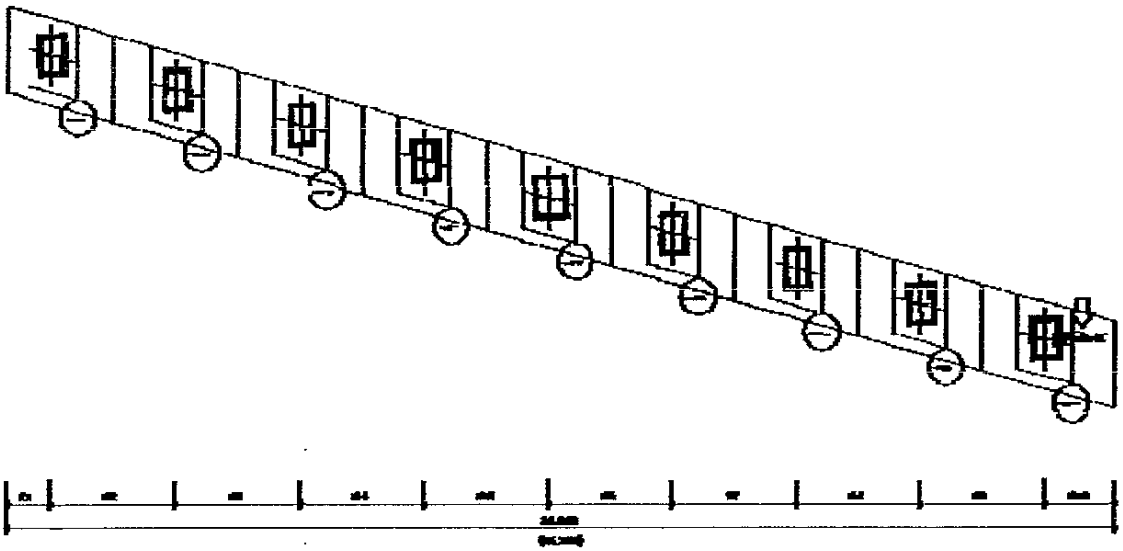
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 145.97) - 2.5 x 85.50 = 325.74 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 145.97) = 431.59 mm

Sa는 작은 값인 325.74 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 325.74 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 50.300 = 451.499 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	451.499	730.000	430.000	630.282	O.K
2	451.499	730.000	430.000	629.282	O.K
3	451.499	730.000	430.000	628.282	O.K
4	451.499	730.000	430.000	627.282	O.K
5	451.499	700.000	550.000	623.204	O.K
6	451.499	730.000	430.000	625.282	O.K
7	451.499	730.000	430.000	624.282	O.K
8	451.499	730.000	430.000	623.282	O.K
9	451.499	730.000	430.000	622.282	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 74.7° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 15.30°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 100.660 + 6.66 \times 7.938) \times (1 + 0.000125 \times 15.30^2)$

$= 433.287$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1866 - 80 - 50 = 1736$ mm ≥ 433 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1904.184	O.K	310.586	302.512	O.K
SHOE 2	2000.000	1861.189	O.K	310.586	302.787	O.K
SHOE 3	2000.000	1783.864	O.K	310.586	302.962	O.K
SHOE 4	2000.000	1741.341	O.K	310.586	303.125	O.K
SHOE 5	2000.000	1719.245	O.K	310.586	303.275	O.K
SHOE 6	2000.000	1728.256	O.K	310.586	303.425	O.K
SHOE 7	2000.000	1771.123	O.K	310.586	303.575	O.K
SHOE 8	2000.000	1853.908	O.K	310.586	303.737	O.K
SHOE 9	2000.000	1949.380	O.K	310.586	304.037	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	1904.184	227.453	203.872	1472.000	1694.500	
2	1861.189	227.660	204.276	1471.000	2099.025	
3	1783.864	227.791	204.427	1470.000	2098.025	
4	1741.341	227.914	204.492	1469.000	2097.025	
5	1719.245	228.026	370.850	1588.000	2081.025	
6	1728.256	228.139	204.549	1467.000	2095.025	
7	1771.123	228.252	204.539	1466.000	2094.025	
8	1853.908	228.374	204.474	1465.000	2093.025	
9	1949.380	228.600	204.577	1464.000	2148.350	

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	3578.306	4369.200	O.K	3825.341	5163.600	O.K
2	3532.083	3574.800	O.K	3843.427	5163.600	O.K
3	3448.270	3574.800	O.K	3741.330	5163.600	O.K
4	3402.105	3574.800	O.K	3685.071	5163.600	O.K
5	3419.406	3574.800	O.K	4764.662	5163.600	O.K
6	3387.510	3574.800	O.K	3668.000	5163.600	O.K
7	3433.557	3574.800	O.K	3725.094	5163.600	O.K
8	3522.684	3574.800	O.K	3835.035	5163.600	O.K
9	3626.085	4369.200	O.K	3963.020	5163.600	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1516.353	9135.600	O.K	1359.148	9135.600	O.K
2	1517.732	9135.600	O.K	1361.842	9135.600	O.K
3	1518.609	9135.600	O.K	1362.845	9135.600	O.K
4	1519.424	9135.600	O.K	1363.283	9135.600	O.K
5	1520.175	9135.600	O.K	2472.336	9135.600	O.K
6	1520.927	9135.600	O.K	1363.659	9135.600	O.K
7	1521.679	9135.600	O.K	1363.596	9135.600	O.K
8	1522.494	9135.600	O.K	1363.158	9135.600	O.K
9	1523.997	9135.600	O.K	1363.847	9135.600	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 9

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1949.380 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.3$

$= 0.012575$ m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 2875.800 \times 0.012575$

$= 36.163$ kN/m

Hx1 = 36.163 / 1.15 = 31.446 kN

Hx2 = 304.038 / 1.33 = 228.600 kN

※ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 228.600 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 272.087 / 1.33 = 204.577 kN

∴ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 204.577 kN를 적용한다

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 1034.000 mm b2y = 1498.700 mm

bcx = 2 x b2x = 2068.000 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2997.400 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/2068.000) x 1949.380 x 10^3 /150.000

= 2102.088 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1949.380 x 10^3 /150.000

= 2599.173 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 228.600 x 10^3 / 150.000

= 1523.997 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 204.577 x 10^3 / 150.000

= 1363.847 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1498.700 = 2228.700 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 1034.000 mm가 Bxo/2 = 1114.350 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 1034.000 + (730.000+1498.700)/2 = 2148.350 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 1034.000 = 1464.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2599.173 + 1363.847 = 3963.020 mm^2

Bxo = 2148.350 mm 범위내에서 D16 - 26 EA

As = 198.600 x 26 = 5163.600 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 2102.088 + 1523.997 = 3626.085 mm^2

Byo = 1464.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 9

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 204 577 x 10^3 / 150 000 = 1363 847 mm^2

사용철근 : D16 - 26 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 26 + 198.600 x 20 = 9135.600 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 228.600 x 10^3 / 150.000 = 1523.997 mm^2

사용철근 : D16 - 26 EA + D16 - 20 EA

As = 198.600 x 26 + 198.600 x 20 = 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	13.900

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

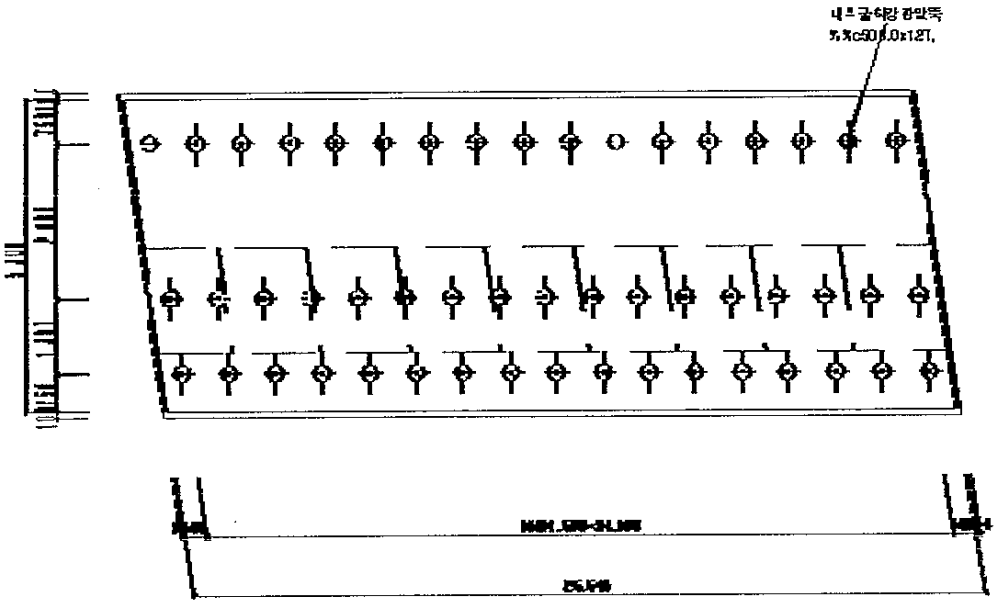
말뚝 머리의 평균 N치 N = 15

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	19293.361	5654.837	906.788	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	18782.441	5062.808	-657.385	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	18782.441	7312.364	15101.083	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	34874.403	5980.319	8055.987	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	31451.597	5388.290	5504.029	활하중+토압+온도하중(1+3+5+8+
	COMBO 6	31451.597	9935.095	34156.434	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	26801.908	9613.223	4100.692	중+활하중+토압+온도하중(1+3+
	COMBO 2	25703.430	8606.774	1902.054	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	18782.441	7312.364	15101.083	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	49532.366	10036.349	14215.789	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+
	COMBO 5	42173.332	9029.900	9910.733	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	31451.597	9935.095	34156.434	+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 = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.889

Kv = a x Ap x Ep / L = 203371.333 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \qquad k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 15 = 15000 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	2.184	33883.48
2.184	2.506	19552.32
2.506	2.538	18569.99
2.538	2.541	18480.47
2.541	2.541	18472.09
2.541	2.541	18471.31
2.541	2.541	18471.24

Kh = 18471.23 kN/m³

β = 0.393 m-1

βL = 0.393 x 13.9000 = 5.469 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.504	1.836	67766.97
1.836	2.073	41730.13
2.073	2.097	39875.76
2.097	2.099	39706.19
2.099	2.099	39690.34
2.099	2.099	39688.85
2.099	2.099	39688.71

Kh = 39688.70 kN/m³

β = 0.476 m-1

βL = 0.476 x 13.9000 = 6.622 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	23659.354	41988.577	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	30064.185	44069.178	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	30064.185	44069.178	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	76405.738	92505.750	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1206627.1	2141417.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1533273.4	-2247528.1
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10371938.0	10371938.0
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	31163365.1	31984465.8
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	0.0050385	0.0018602	0.0002770	COMBO 1	0.0086767	0.0025841	0.0005585
COMBO 2	0.0044471	0.0018109	0.0001977	COMBO 2	0.0076913	0.0024782	0.0004395
COMBO 3	0.0042216	0.0018109	0.0007688	COMBO 3	0.0042216	0.0018109	0.0007688
COMBO 4	0.0056372	0.0033624	0.0005359	COMBO 4	0.0094907	0.0047756	0.0009231
COMBO 5	0.0050028	0.0030324	0.0004228	COMBO 5	0.0084137	0.0040661	0.0007320
COMBO 6	0.0062190	0.0030324	0.0015049	COMBO 6	0.0062190	0.0030324	0.0015049

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.219 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	0.0050385	0.0023403	0.0002770	475.945	110.879	-130.313
	2	0.0050385	0.0019802	0.0002770	402.712	110.879	-130.313
	3	0.0050385	0.0012600	0.0002770	256.246	110.879	-130.313
COMBO 2	1	0.0044471	0.0021536	0.0001977	437.976	99.271	-118.591
	2	0.0044471	0.0018966	0.0001977	385.706	99.271	-118.591
	3	0.0044471	0.0013825	0.0001977	281.167	99.271	-118.591
COMBO 3	1	0.0042216	0.0031435	0.0007688	639.289	143.380	-114.926
	2	0.0042216	0.0021440	0.0007688	436.035	143.380	-114.926
	3	0.0042216	0.0001452	0.0007688	29.526	143.380	-114.926
COMBO 4	1	0.0056372	0.0042912	0.0005359	872.709	117.261	-128.533
	2	0.0056372	0.0035946	0.0005359	731.036	117.261	-128.533
	3	0.0056372	0.0022013	0.0005359	447.690	117.261	-128.533
COMBO 5	1	0.0050028	0.0037652	0.0004228	765.726	105.653	-118.103
	2	0.0050028	0.0032156	0.0004228	653.955	105.653	-118.103
	3	0.0050028	0.0021164	0.0004228	430.413	105.653	-118.103
COMBO 6	1	0.0062190	0.0056409	0.0015049	1147.194	194.806	-134.852
	2	0.0062190	0.0036845	0.0015049	749.322	194.806	-134.852
	3	0.0062190	-0.0002283	0.0015049	-46.423	194.806	-134.852

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0086767	0.0035521	0.0005585	722.401	188.495	-218.186
	2	0.0086767	0.0028261	0.0005585	574.746	188.495	-218.186
	3	0.0086767	0.0013740	0.0005585	279.435	188.495	-218.186
COMBO 2	1	0.0076913	0.0032399	0.0004395	658.902	168.760	-197.657
	2	0.0076913	0.0026686	0.0004395	542.717	168.760	-197.657
	3	0.0076913	0.0015260	0.0004395	310.347	168.760	-197.657
COMBO 3	1	0.0042216	0.0031435	0.0007688	639.289	143.380	-114.926
	2	0.0042216	0.0021440	0.0007688	436.035	143.380	-114.926
	3	0.0042216	0.0001452	0.0007688	29.526	143.380	-114.926
COMBO 4	1	0.0094907	0.0063757	0.0009231	1296.634	196.791	-214.799
	2	0.0094907	0.0051756	0.0009231	1052.576	196.791	-214.799
	3	0.0094907	0.0027755	0.0009231	564.460	196.791	-214.799
COMBO 5	1	0.0084137	0.0053349	0.0007320	1084.962	177.057	-197.024
	2	0.0084137	0.0043833	0.0007320	891.437	177.057	-197.024
	3	0.0084137	0.0024801	0.0007320	504.385	177.057	-197.024
COMBO 6	1	0.0062190	0.0056409	0.0015049	1147.194	194.806	-134.852
	2	0.0062190	0.0036845	0.0015049	749.322	194.806	-134.852
	3	0.0062190	-0.0002283	0.0015049	-46.423	194.806	-134.852

▣ 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	1.733	0	475.945	110.879	-130.313	17
	2	0.433	0	402.712	110.879	-130.313	17
	3	-2.167	0	256.246	110.879	-130.313	17
	계			19293.361	5654.837	906.788	51
COMBO 2	1	1.733	0	437.976	99.271	-118.591	17
	2	0.433	0	385.706	99.271	-118.591	17
	3	-2.167	0	281.167	99.271	-118.591	17
	계			18782.441	5062.808	-657.385	51
COMBO 3	1	1.733	0	639.289	143.380	-114.926	17
	2	0.433	0	436.035	143.380	-114.926	17
	3	-2.167	0	29.526	143.380	-114.926	17
	계			18782.441	7312.364	15101.083	51
COMBO 4	1	1.733	0	872.709	117.261	-128.533	17
	2	0.433	0	731.036	117.261	-128.533	17
	3	-2.167	0	447.690	117.261	-128.533	17
	계			34874.403	5980.319	8055.987	51
COMBO 5	1	1.733	0	765.726	105.653	-118.103	17
	2	0.433	0	653.955	105.653	-118.103	17
	3	-2.167	0	430.413	105.653	-118.103	17
	계			31451.597	5388.290	5504.029	51
COMBO 6	1	1.733	0	1147.194	194.806	-134.852	17
	2	0.433	0	749.322	194.806	-134.852	17
	3	-2.167	0	-46.423	194.806	-134.852	17
	계			31451.597	9935.095	34156.434	51

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	722.401	188.495	-218.186	17
	2	0.433	0	574.746	188.495	-218.186	17
	3	-2.167	0	279.435	188.495	-218.186	17
	계			26801.908	9613.223	4100.692	51
COMBO 2	1	1.733	0	658.902	168.760	-197.657	17
	2	0.433	0	542.717	168.760	-197.657	17
	3	-2.167	0	310.347	168.760	-197.657	17
	계			25703.430	8606.774	1902.054	51
COMBO 3	1	1.733	0	639.289	143.380	-114.926	17
	2	0.433	0	436.035	143.380	-114.926	17
	3	-2.167	0	29.526	143.380	-114.926	17
	계			18782.441	7312.364	15101.083	51
COMBO 4	1	1.733	0	1296.634	196.791	-214.799	17
	2	0.433	0	1052.576	196.791	-214.799	17
	3	-2.167	0	564.460	196.791	-214.799	17
	계			49532.366	10036.349	14215.789	51
COMBO 5	1	1.733	0	1084.962	177.057	-197.024	17
	2	0.433	0	891.437	177.057	-197.024	17
	3	-2.167	0	504.385	177.057	-197.024	17
	계			42173.332	9029.900	9910.733	51
COMBO 6	1	1.733	0	1147.194	194.806	-134.852	17
	2	0.433	0	749.322	194.806	-134.852	17
	3	-2.167	0	-46.423	194.806	-134.852	17
	계			31451.597	9935.095	34156.434	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

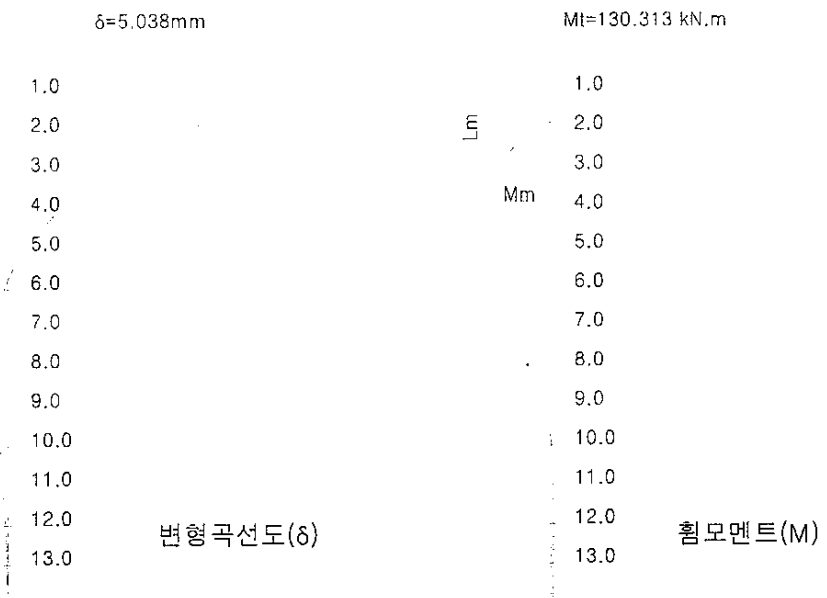
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.658 kN.m, 3.802 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.038 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.038 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	130.313	-110.879	5.038	
0.927	47.035	-69.876	4.342	
1.853	-1.813	-37.198	3.205	
2.780	-25.037	-14.569	2.064	
3.707	-31.613	-0.965	1.133	
4.633	-28.947	5.774	0.475	
5.560	-22.315	7.957	0.070	
6.487	-14.996	7.541	-0.139	
7.413	-8.697	5.948	-0.213	
8.340	-4.053	4.081	-0.210	
9.267	-1.065	2.427	-0.170	
10.193	0.573	1.181	-0.119	
11.120	1.257	0.362	-0.072	
12.047	1.355	-0.100	-0.037	
12.973	1.152	-0.304	-0.013	
13.900	0.841	-0.346	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

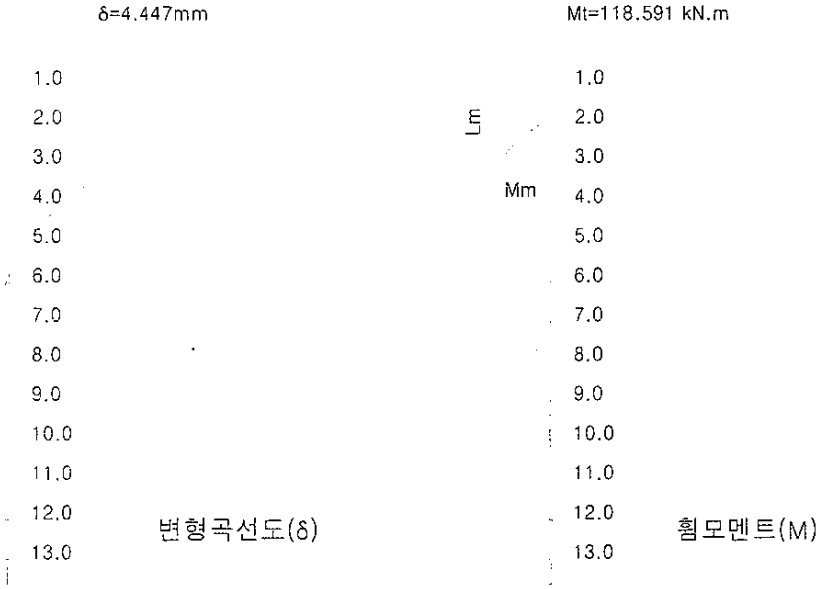
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -27.889 kN.m, 3.840 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.447 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.447 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

길이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	118.591	-99.271	4.447	
0.927	43.833	-62.935	3.862	
1.853	-0.315	-33.789	2.867	
2.780	-21.548	-13.493	1.857	
3.707	-27.809	-1.214	1.028	
4.633	-25.693	4.933	0.438	
5.560	-19.928	6.986	0.072	
6.487	-13.468	6.686	-0.117	
7.413	-7.865	5.307	-0.187	
8.340	-3.710	3.662	-0.186	
9.267	-1.022	2.192	-0.151	
10.193	0.464	1.078	-0.107	
11.120	1.094	0.342	-0.065	
12.047	1.196	-0.076	-0.033	
12.973	1.025	-0.264	-0.012	
13.900	0.753	-0.305	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

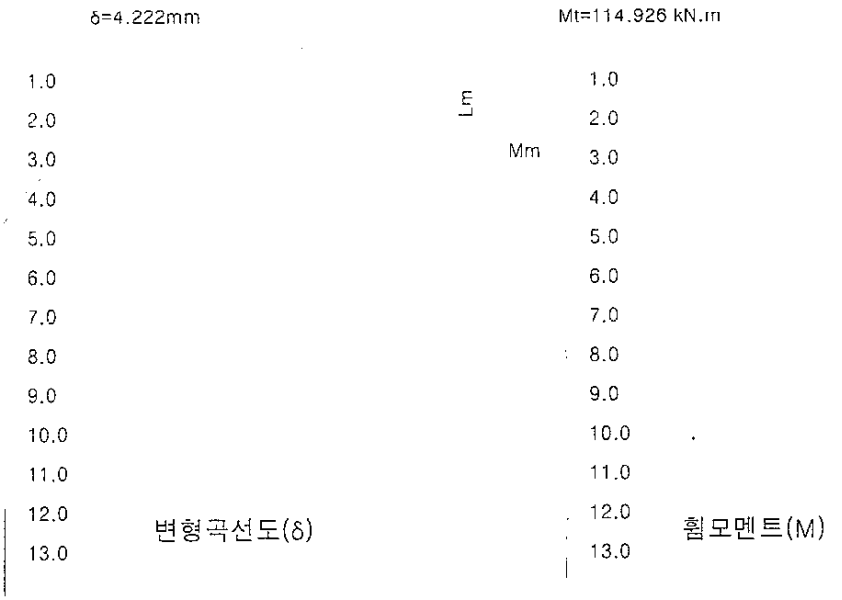
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.539 kN.m, 2.810 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.222 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.222 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	114.926	-143.380	4.222	
0.927	15.704	-74.058	3.171	
1.853	-29.268	-26.823	1.942	
2.780	-40.531	-0.564	0.947	
3.707	-35.028	10.438	0.298	
4.633	-23.971	12.371	-0.045	
5.560	-13.389	10.069	-0.176	
6.487	-5.656	6.593	-0.186	
7.413	-1.040	3.503	-0.143	
8.340	1.130	1.346	-0.090	
9.267	1.744	0.117	-0.045	
10.193	1.561	-0.421	-0.015	
11.120	1.094	-0.538	0.001	
12.047	0.626	-0.451	0.007	
12.973	0.276	-0.302	0.008	
13.900	0.062	-0.165	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

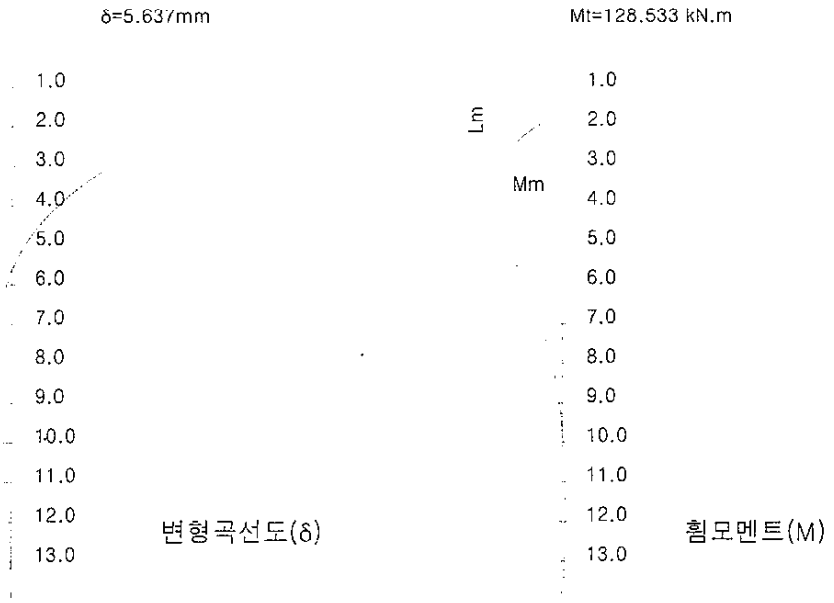
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -35.840 kN.m, 3.645 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.637 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.637 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	128.533	-117.261	5.637	
0.927	41.423	-72.090	4.716	
1.853	-8.237	-36.992	3.401	
2.780	-30.666	-13.234	2.139	
3.707	-35.819	0.667	1.135	
4.633	-31.690	7.248	0.441	
5.560	-23.847	9.084	0.025	
6.487	-15.660	8.291	-0.180	
7.413	-8.820	6.378	-0.246	
8.340	-3.893	4.278	-0.232	
9.267	-0.797	2.475	-0.183	
10.193	0.843	1.148	-0.125	
11.120	1.478	0.296	-0.074	
12.047	1.511	-0.169	-0.036	
12.973	1.248	-0.362	-0.011	
13.900	0.891	-0.389	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

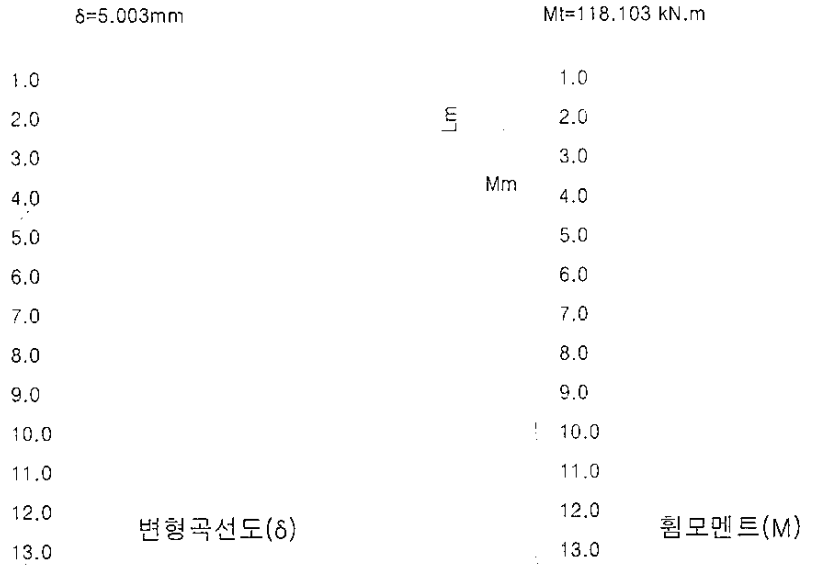
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.685 kN.m, 3.688 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.003 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.003 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	118.103	-105.653	5.003	
0.927	39.379	-65.400	4.219	
1.853	-5.859	-33.910	3.061	
2.780	-26.595	-12.461	1.938	
3.707	-31.683	0.184	1.038	
4.633	-28.287	6.248	0.413	
5.560	-21.425	8.019	0.035	
6.487	-14.159	7.392	-0.154	
7.413	-8.040	5.725	-0.217	
8.340	-3.605	3.864	-0.207	
9.267	-0.800	2.252	-0.164	
10.193	0.701	1.059	-0.113	
11.120	1.295	0.288	-0.067	
12.047	1.342	-0.137	-0.033	
12.973	1.117	-0.316	-0.010	
13.900	0.802	-0.345	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

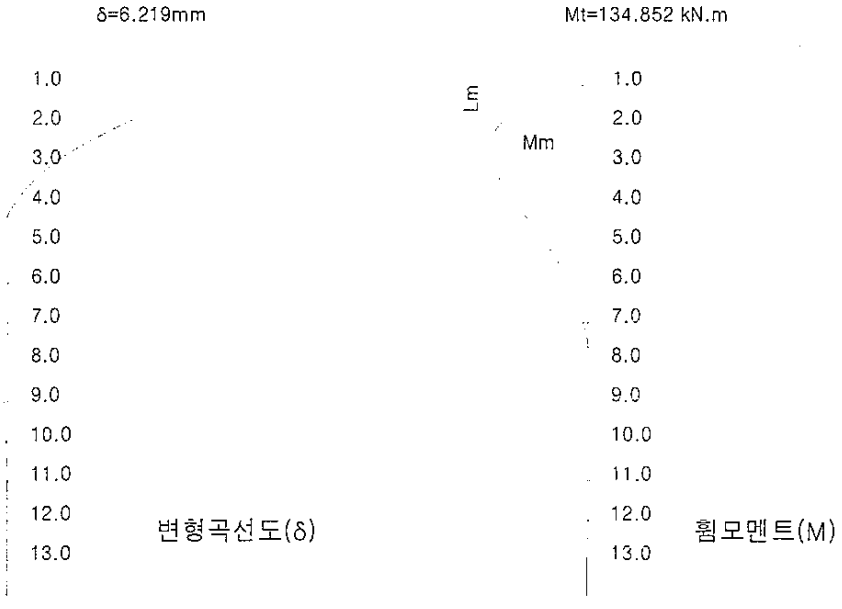
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -62.336 kN.m, 2.608 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.219 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.219 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	134.852	-194.806	6.219	
0.927	3.104	-95.046	4.457	
1.853	-52.161	-29.961	2.611	
2.780	-61.942	4.467	1.193	
3.707	-50.459	17.586	0.307	
4.633	-33.060	18.603	-0.136	
5.560	-17.577	14.360	-0.285	
6.487	-6.767	9.005	-0.275	
7.413	-0.600	4.533	-0.202	
8.340	2.101	1.547	-0.121	
9.267	2.691	-0.076	-0.057	
10.193	2.261	-0.728	-0.017	
11.120	1.516	-0.815	0.004	
12.047	0.828	-0.647	0.012	
12.973	0.336	-0.415	0.012	
13.900	0.048	-0.215	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

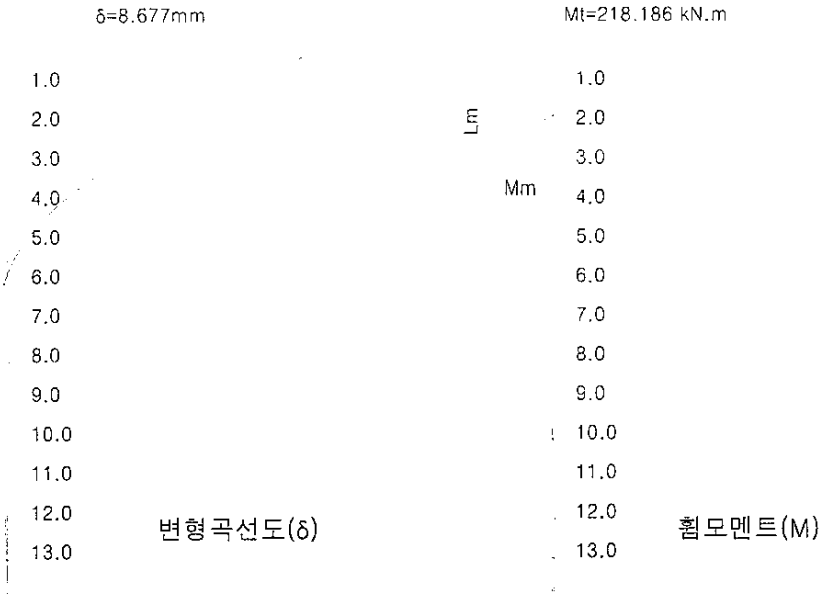
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -54.633 kN.m. 3.766 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.677 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.677 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	218.186	-188.495	8.677	
0.927	76.960	-118.137	7.427	
1.853	-5.361	-62.390	5.452	
2.780	-44.072	-23.983	3.493	
3.707	-54.603	-1.032	1.903	
4.633	-49.598	10.227	0.785	
5.560	-38.025	13.769	0.101	
6.487	-25.422	12.934	-0.248	
7.413	-14.649	10.143	-0.370	
8.340	-6.749	6.924	-0.361	
9.267	-1.692	4.093	-0.290	
10.193	1.059	1.972	-0.202	
11.120	2.190	0.585	-0.122	
12.047	2.331	-0.192	-0.061	
12.973	1.969	-0.531	-0.021	
13.900	1.430	-0.597	0.003	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

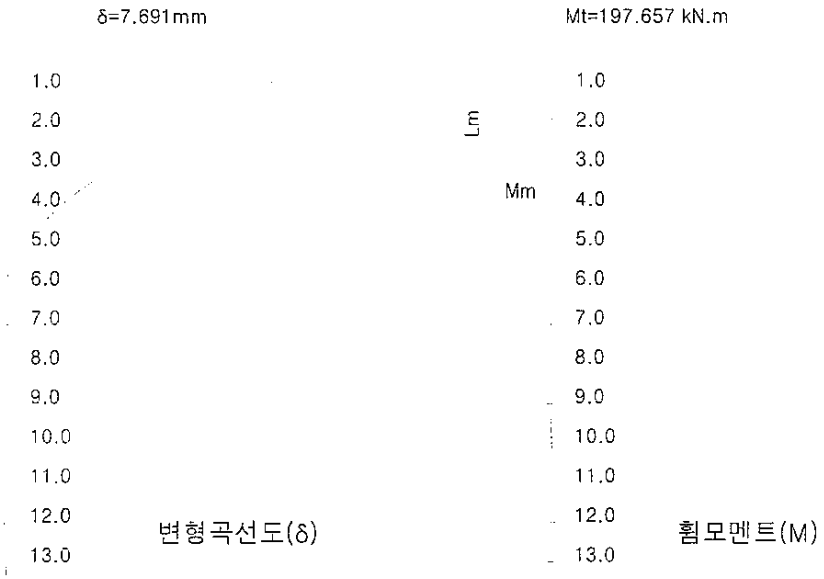
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -48.349 kN.m, 3.793 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.691 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.691 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	197.657	-168.760	7.691	
0.927	70.977	-106.220	6.618	
1.853	-3.225	-56.443	4.879	
2.780	-38.414	-22.014	3.139	
3.707	-48.291	-1.345	1.720	
4.633	-44.137	8.872	0.718	
5.560	-33.983	12.161	0.102	
6.487	-22.810	11.501	-0.214	
7.413	-13.210	9.059	-0.326	
8.340	-6.140	6.208	-0.321	
9.267	-1.597	3.687	-0.259	
10.193	0.889	1.790	-0.181	
11.120	1.924	0.545	-0.110	
12.047	2.068	-0.156	-0.056	
12.973	1.755	-0.466	-0.019	
13.900	1.280	-0.529	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

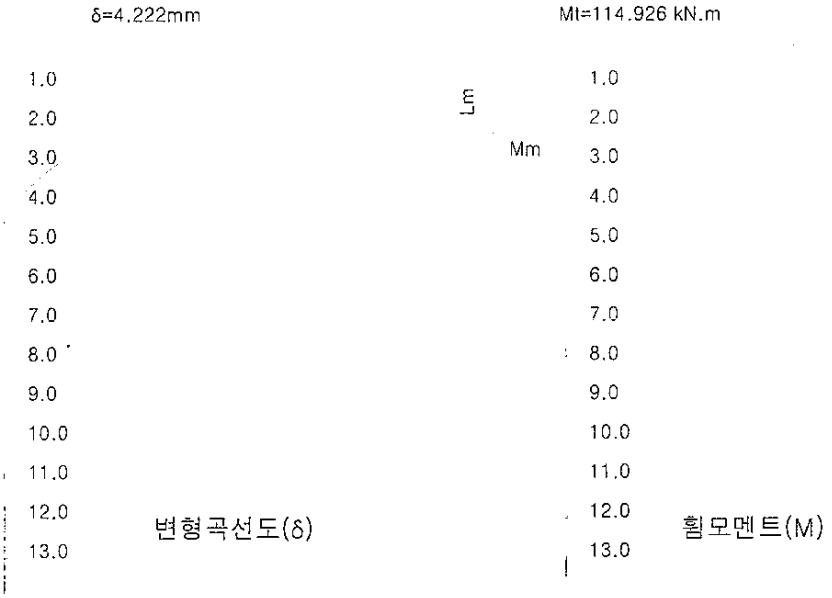
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.539 kN.m, 2.810 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.222 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.222 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	114.926	-143.380	4.222	
0.927	15.704	-74.058	3.171	
1.853	-29.268	-26.823	1.942	
2.780	-40.531	-0.564	0.947	
3.707	-35.028	10.438	0.298	
4.633	-23.971	12.371	-0.045	
5.560	-13.389	10.069	-0.176	
6.487	-5.656	6.593	-0.186	
7.413	-1.040	3.503	-0.143	
8.340	1.130	1.346	-0.090	
9.267	1.744	0.117	-0.045	
10.193	1.561	-0.421	-0.015	
11.120	1.094	-0.538	0.001	
12.047	0.626	-0.451	0.007	
12.973	0.276	-0.302	0.008	
13.900	0.062	-0.165	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



라 COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

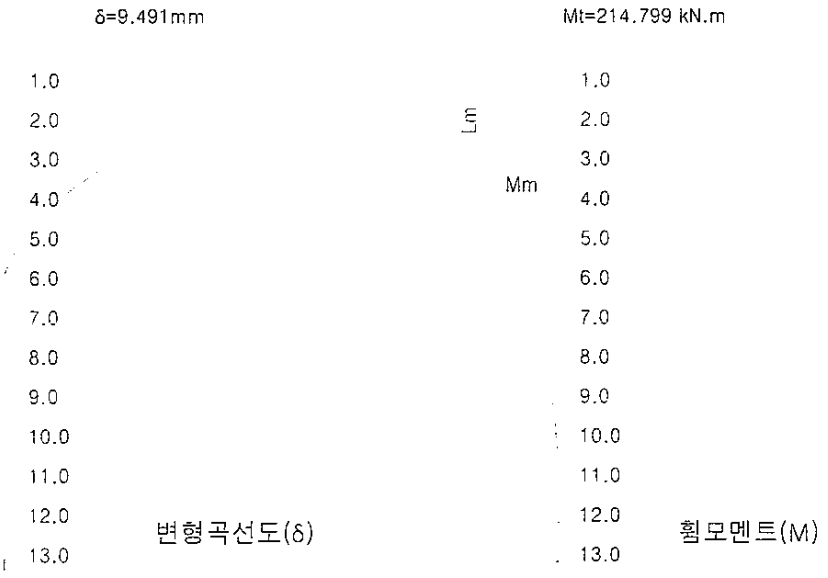
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -60.393 kN.m, 3.636 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.491 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.491 mm

ㄷ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	214.799	-196.791	9.491	
0.927	68.702	-120.806	7.927	
1.853	-14.444	-61.851	5.709	
2.780	-51.875	-21.997	3.585	
3.707	-60.347	1.285	1.899	
4.633	-53.289	12.276	0.735	
5.560	-40.044	15.310	0.038	
6.487	-26.262	13.946	-0.305	
7.413	-14.765	10.713	-0.414	
8.340	-6.494	7.175	-0.391	
9.267	-1.306	4.144	-0.307	
10.193	1.437	1.917	-0.210	
11.120	2.495	0.489	-0.124	
12.047	2.544	-0.290	-0.060	
12.973	2.098	-0.612	-0.018	
13.900	1.496	-0.654	0.006	

ㄹ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

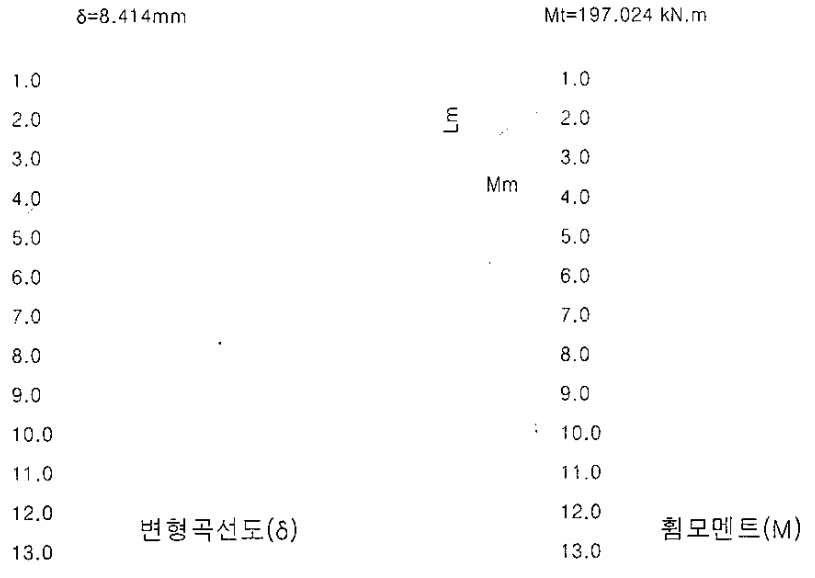
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -53.334 kN.m, 3.678 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.414 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.414 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	197.024	-177.057	8.414	
0.927	65.188	-109.425	7.082	
1.853	-10.431	-56.601	5.132	
2.780	-44.974	-20.673	3.243	
3.707	-53.327	0.472	1.734	
4.633	-47.508	10.582	0.686	
5.560	-35.928	13.504	0.054	
6.487	-23.709	12.419	-0.261	
7.413	-13.438	9.603	-0.365	
8.340	-6.003	6.471	-0.347	
9.267	-1.309	3.766	-0.275	
10.193	1.197	1.766	-0.189	
11.120	2.184	0.475	-0.113	
12.047	2.257	-0.235	-0.055	
12.973	1.875	-0.534	-0.017	
13.900	1.345	-0.580	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

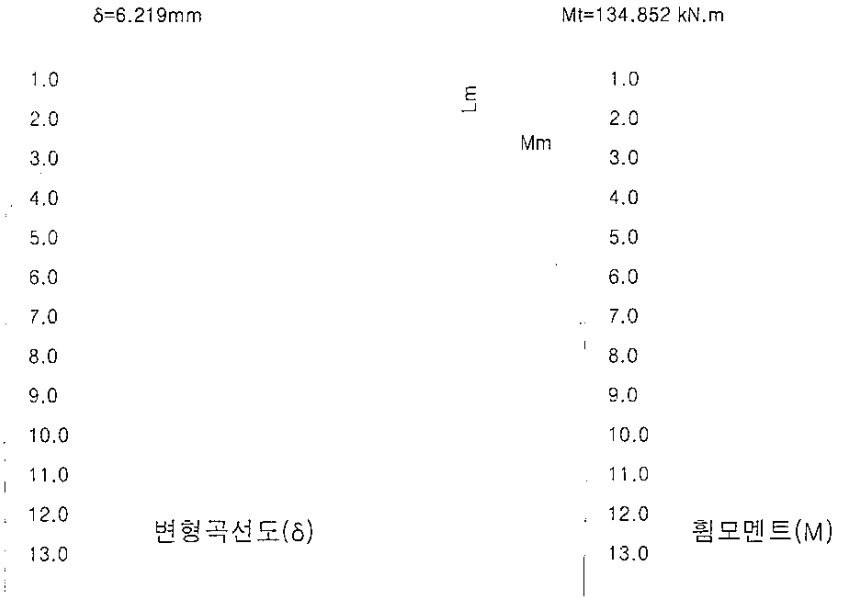
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -62.336 kN.m, 2.608 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.219 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.219 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	134.852	-194.806	6.219	
0.927	3.104	-95.046	4.457	
1.853	-52.161	-29.961	2.611	
2.780	-61.942	4.467	1.193	
3.707	-50.459	17.586	0.307	
4.633	-33.060	18.603	-0.136	
5.560	-17.577	14.360	-0.285	
6.487	-6.767	9.005	-0.275	
7.413	-0.600	4.533	-0.202	
8.340	2.101	1.547	-0.121	
9.267	2.691	-0.076	-0.057	
10.193	2.261	-0.728	-0.017	
11.120	1.516	-0.815	0.004	
12.047	0.828	-0.647	0.012	
12.973	0.336	-0.415	0.012	
13.900	0.048	-0.215	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	11829.677	20994.288	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	603313.5	1070708.7
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	10371938.0	10371938.0
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	27266672.5	27266672.5
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	0.0093730	0.0018602	0.0000333	COMBO 1	0.0159340	0.0025841	0.0001504
COMBO 2	0.0083917	0.0018109	-0.0000241	COMBO 2	0.0142658	0.0024782	0.0000698
COMBO 3	0.0068295	0.0018109	0.0005538	COMBO 3	0.0068295	0.0018109	0.0005538
COMBO 4	0.0099125	0.0033624	0.0002955	COMBO 4	0.0166354	0.0047756	0.0005214
COMBO 5	0.0089312	0.0030324	0.0002019	COMBO 5	0.0149672	0.0040661	0.0003635
COMBO 6	0.0092790	0.0030324	0.0012527	COMBO 6	0.0092790	0.0030324	0.0012527

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 9.912 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	0.0093730	0.0019178	0.0000333	390.024	110.879	0.000
	2	0.0093730	0.0018746	0.0000333	381.232	110.879	0.000
	3	0.0093730	0.0017881	0.0000333	363.647	110.879	0.000
COMBO 2	1	0.0083917	0.0017691	-0.0000241	359.784	99.271	0.000
	2	0.0083917	0.0018004	-0.0000241	366.158	99.271	0.000
	3	0.0083917	0.0018631	-0.0000241	378.907	99.271	0.000
COMBO 3	1	0.0068295	0.0027709	0.0005538	563.514	143.380	0.000
	2	0.0068295	0.0020509	0.0005538	417.091	143.380	0.000
	3	0.0068295	0.0006109	0.0005538	124.245	143.380	0.000
COMBO 4	1	0.0099125	0.0038745	0.0002955	787.962	117.261	0.000
	2	0.0099125	0.0034904	0.0002955	709.849	117.261	0.000
	3	0.0099125	0.0027222	0.0002955	553.625	117.261	0.000
COMBO 5	1	0.0089312	0.0033823	0.0002019	687.855	105.653	0.000
	2	0.0089312	0.0031198	0.0002019	634.487	105.653	0.000
	3	0.0089312	0.0025950	0.0002019	527.751	105.653	0.000
COMBO 6	1	0.0092790	0.0052037	0.0012527	1058.281	194.806	0.000
	2	0.0092790	0.0035752	0.0012527	727.094	194.806	0.000
	3	0.0092790	0.0003182	0.0012527	64.719	194.806	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0159340	0.0028448	0.0001504	578.542	188.495	0.000
	2	0.0159340	0.0026492	0.0001504	538.781	188.495	0.000
	3	0.0159340	0.0022582	0.0001504	459.259	188.495	0.000
COMBO 2	1	0.0142658	0.0025991	0.0000698	528.579	168.760	0.000
	2	0.0142658	0.0025084	0.0000698	510.136	168.760	0.000
	3	0.0142658	0.0023270	0.0000698	473.251	168.760	0.000
COMBO 3	1	0.0068295	0.0027709	0.0005538	563.514	143.380	0.000
	2	0.0068295	0.0020509	0.0005538	417.091	143.380	0.000
	3	0.0068295	0.0006109	0.0005538	124.245	143.380	0.000
COMBO 4	1	0.0166354	0.0056793	0.0005214	1155.008	196.791	0.000
	2	0.0166354	0.0050015	0.0005214	1017.169	196.791	0.000
	3	0.0166354	0.0036460	0.0005214	741.491	196.791	0.000
COMBO 5	1	0.0149672	0.0046961	0.0003635	955.056	177.057	0.000
	2	0.0149672	0.0042236	0.0003635	858.960	177.057	0.000
	3	0.0149672	0.0032786	0.0003635	666.768	177.057	0.000
COMBO 6	1	0.0092790	0.0052037	0.0012527	1058.281	194.806	0.000
	2	0.0092790	0.0035752	0.0012527	727.094	194.806	0.000
	3	0.0092790	0.0003182	0.0012527	64.719	194.806	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	1.733	0	390.024	110.879	0.000	17
	2	0.433	0	381.232	110.879	0.000	17
	3	-2.167	0	363.647	110.879	0.000	17
	계			19293.361	5654.837	0.000	51
COMBO 2	1	1.733	0	359.784	99.271	0.000	17
	2	0.433	0	366.158	99.271	0.000	17
	3	-2.167	0	378.907	99.271	0.000	17
	계			18782.441	5062.808	0.000	51
COMBO 3	1	1.733	0	563.514	143.380	0.000	17
	2	0.433	0	417.091	143.380	0.000	17
	3	-2.167	0	124.245	143.380	0.000	17
	계			18782.441	7312.364	0.000	51
COMBO 4	1	1.733	0	787.962	117.261	0.000	17
	2	0.433	0	709.849	117.261	0.000	17
	3	-2.167	0	553.625	117.261	0.000	17
	계			34874.403	5980.319	0.000	51
COMBO 5	1	1.733	0	687.855	105.653	0.000	17
	2	0.433	0	634.487	105.653	0.000	17
	3	-2.167	0	527.751	105.653	0.000	17
	계			31451.597	5388.290	0.000	51
COMBO 6	1	1.733	0	1058.281	194.806	0.000	17
	2	0.433	0	727.094	194.806	0.000	17
	3	-2.167	0	64.719	194.806	0.000	17
	계			31451.597	9935.095	0.000	51

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.733	0	578.542	188.495	0.000	17
	2	0.433	0	538.781	188.495	0.000	17
	3	-2.167	0	459.259	188.495	0.000	17
	계			26801.908	9613.223	0.000	51
COMBO 2	1	1.733	0	528.579	168.760	0.000	17
	2	0.433	0	510.136	168.760	0.000	17
	3	-2.167	0	473.251	168.760	0.000	17
	계			25703.430	8606.774	0.000	51
COMBO 3	1	1.733	0	563.514	143.380	0.000	17
	2	0.433	0	417.091	143.380	0.000	17
	3	-2.167	0	124.245	143.380	0.000	17
	계			18782.441	7312.364	0.000	51
COMBO 4	1	1.733	0	1155.008	196.791	0.000	17
	2	0.433	0	1017.169	196.791	0.000	17
	3	-2.167	0	741.491	196.791	0.000	17
	계			49532.366	10036.349	0.000	51
COMBO 5	1	1.733	0	955.056	177.057	0.000	17
	2	0.433	0	858.960	177.057	0.000	17
	3	-2.167	0	666.768	177.057	0.000	17
	계			42173.332	9029.900	0.000	51
COMBO 6	1	1.733	0	1058.281	194.806	0.000	17
	2	0.433	0	727.094	194.806	0.000	17
	3	-2.167	0	64.719	194.806	0.000	17
	계			31451.597	9935.095	0.000	51

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

가 COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

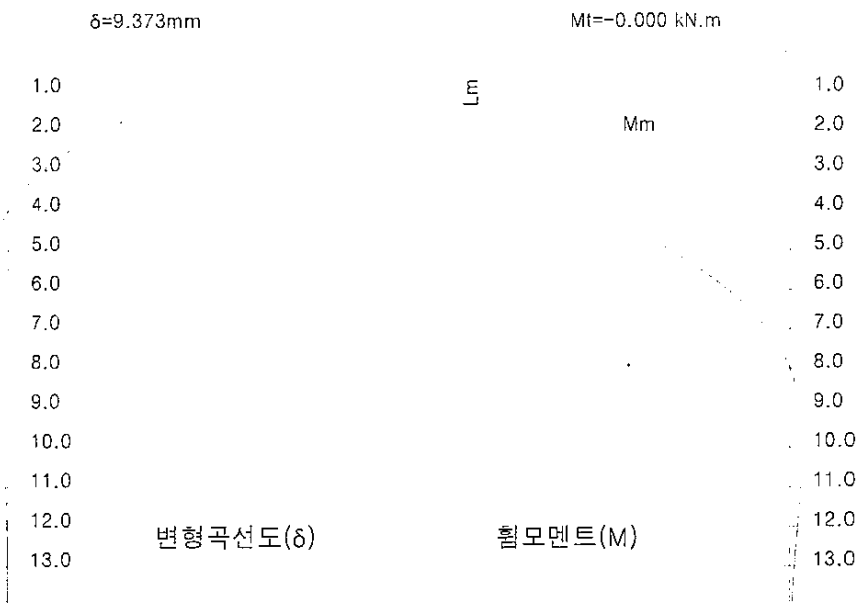
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -90.848 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.373 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.373 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-110.879	9.373	
0.927	-69.783	-44.480	6.081	
1.853	-90.551	-4.244	3.371	
2.780	-83.845	15.945	1.441	
3.707	-65.127	22.736	0.244	
4.633	-44.073	21.813	-0.378	
5.560	-25.781	17.340	-0.608	
6.487	-12.198	11.980	-0.607	
7.413	-3.395	7.183	-0.494	
8.340	1.478	3.543	-0.349	
9.267	3.555	1.133	-0.214	
10.193	3.900	-0.238	-0.110	
11.120	3.346	-0.856	-0.039	
12.047	2.461	-0.995	0.002	
12.973	1.580	-0.879	0.022	
13.900	0.863	-0.660	0.027	

ㄷ. 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

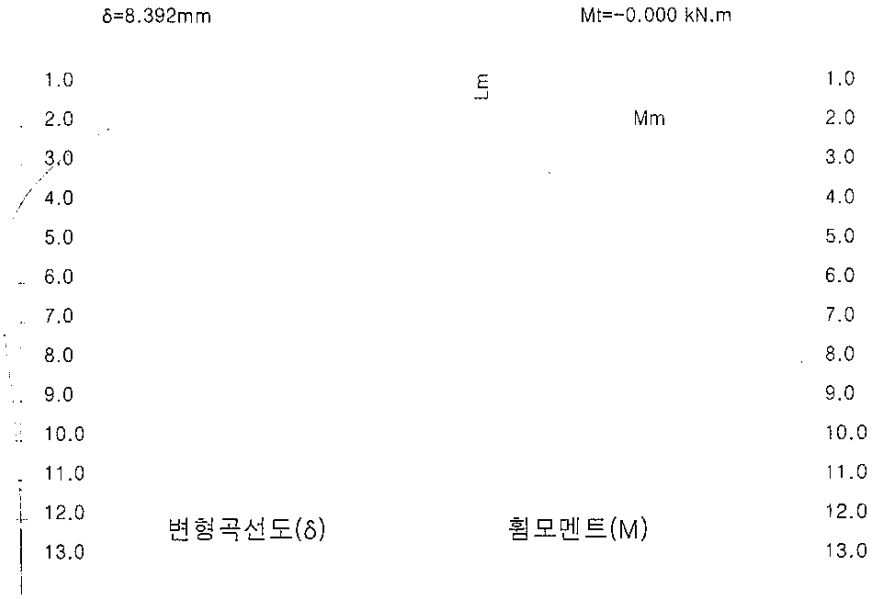
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -81.337 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.392 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.392 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-99.271	8.392	
0.927	-62.478	-39.823	5.445	
1.853	-81.071	-3.800	3.018	
2.780	-75.067	14.275	1.290	
3.707	-58.309	20.356	0.219	
4.633	-39.459	19.530	-0.338	
5.560	-23.082	15.524	-0.545	
6.487	-10.921	10.726	-0.543	
7.413	-3.039	6.431	-0.443	
8.340	1.323	3.172	-0.312	
9.267	3.182	1.015	-0.192	
10.193	3.492	-0.213	-0.098	
11.120	2.996	-0.766	-0.035	
12.047	2.204	-0.891	0.002	
12.973	1.415	-0.787	0.019	
13.900	0.773	-0.591	0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉣ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

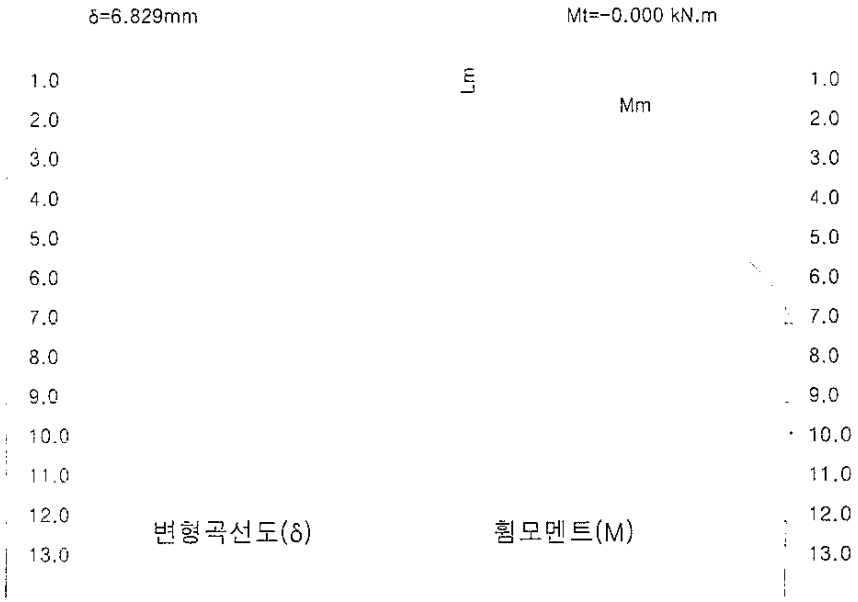
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -97.031 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.829 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.829 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-143.380	6.829	
0.927	-82.697	-43.971	3.971	
1.853	-96.167	8.165	1.793	
2.780	-77.630	27.680	0.443	
3.707	-50.503	28.812	-0.226	
4.633	-26.623	22.057	-0.447	
5.560	-10.073	13.734	-0.426	
6.487	-0.703	6.849	-0.310	
7.413	3.348	2.285	-0.185	
8.340	4.184	-0.176	-0.087	
9.267	3.481	-1.149	-0.024	
10.193	2.318	-1.264	0.008	
11.120	1.256	-0.994	0.019	
12.047	0.501	-0.634	0.019	
12.973	0.064	-0.326	0.014	
13.900	-0.133	-0.117	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

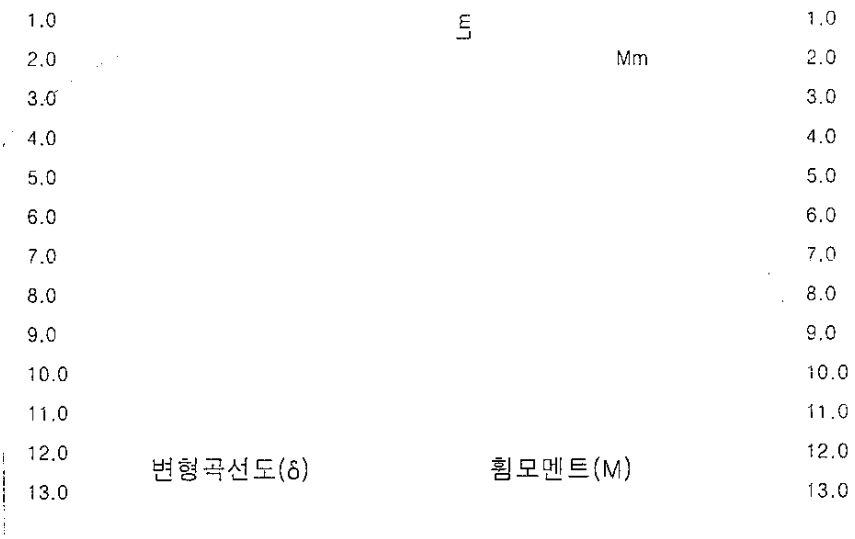
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -96.077 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.912 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.912 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-117.261	9.912	
0.927	-73.800	-47.040	6.431	
1.853	-95.763	-4.488	3.565	
2.780	-88.671	16.862	1.524	
3.707	-68.876	24.045	0.258	
4.633	-46.610	23.069	-0.400	
5.560	-27.265	18.338	-0.643	
6.487	-12.900	12.670	-0.642	
7.413	-3.590	7.597	-0.523	
8.340	1.563	3.747	-0.369	
9.267	3.759	1.199	-0.226	
10.193	4.124	-0.252	-0.116	
11.120	3.539	-0.905	-0.041	
12.047	2.603	-1.053	0.002	
12.973	1.671	-0.930	0.023	
13.900	0.913	-0.699	0.029	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈜ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

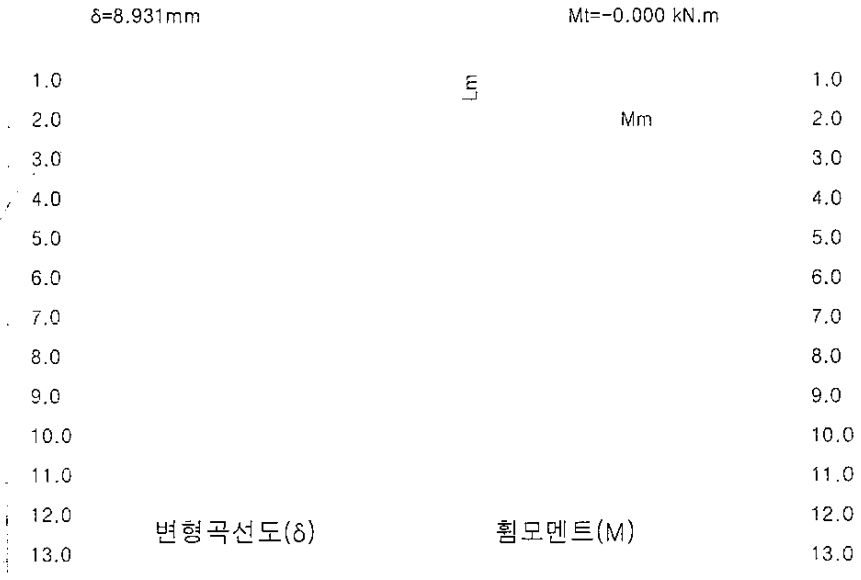
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.566 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.931 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.931 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-105.653	8.931	
0.927	-66.494	-42.383	5.795	
1.853	-86.283	-4.044	3.212	
2.780	-79.893	15.193	1.373	
3.707	-62.057	21.665	0.233	
4.633	-41.996	20.785	-0.360	
5.560	-24.566	16.523	-0.580	
6.487	-11.623	11.416	-0.578	
7.413	-3.235	6.845	-0.471	
8.340	1.408	3.376	-0.332	
9.267	3.387	1.080	-0.204	
10.193	3.716	-0.227	-0.104	
11.120	3.188	-0.815	-0.037	
12.047	2.345	-0.948	0.002	
12.973	1.505	-0.837	0.021	
13.900	0.822	-0.629	0.026	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈜ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

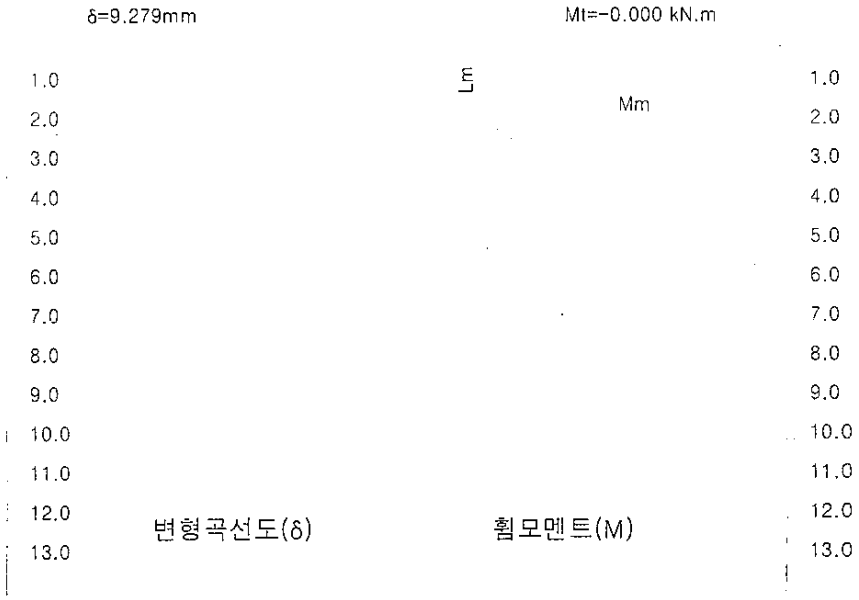
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -131.834 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.279 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.279 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-194.806	9.279	
0.927	-112.358	-59.742	5.395	
1.853	-130.660	11.094	2.436	
2.780	-105.474	37.608	0.602	
3.707	-68.617	39.146	-0.308	
4.633	-36.172	29.969	-0.607	
5.560	-13.686	18.660	-0.578	
6.487	-0.955	9.306	-0.422	
7.413	4.549	3.104	-0.251	
8.340	5.685	-0.239	-0.118	
9.267	4.730	-1.562	-0.033	
10.193	3.149	-1.717	0.010	
11.120	1.706	-1.351	0.026	
12.047	0.681	-0.861	0.026	
12.973	0.087	-0.442	0.019	
13.900	-0.181	-0.158	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

가 COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

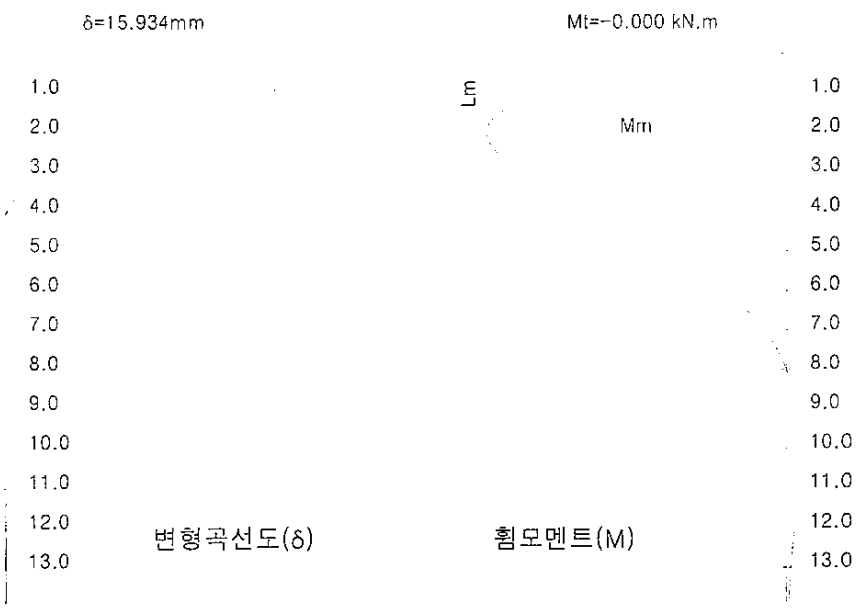
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -154.442 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 15.934 mm
- 지표면에서의 변위 : 15.934 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.495	15.934	
0.927	-118.632	-75.616	10.338	
1.853	-153.937	-7.214	5.730	
2.780	-142.536	27.106	2.450	
3.707	-110.716	38.652	0.415	
4.633	-74.925	37.083	-0.643	
5.560	-43.827	29.478	-1.034	
6.487	-20.737	20.367	-1.032	
7.413	-5.771	12.211	-0.840	
8.340	2.512	6.023	-0.593	
9.267	6.043	1.927	-0.364	
10.193	6.630	-0.405	-0.186	
11.120	5.688	-1.454	-0.066	
12.047	4.184	-1.692	0.004	
12.973	2.686	-1.494	0.037	
13.900	1.467	-1.123	0.046	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

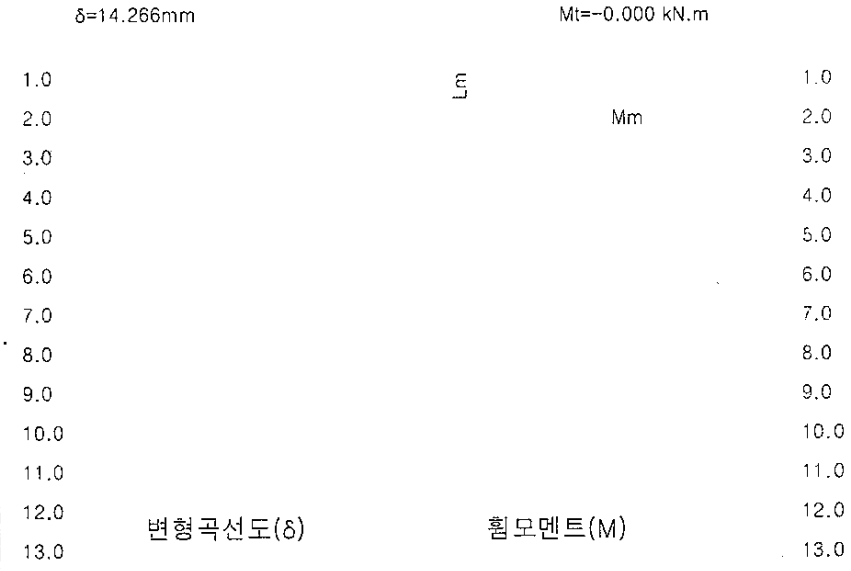
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -138.273 kN.m. 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 14.266 mm
- 지표면에서의 변위 : 14.266 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-168.760	14.266	
0.927	-106.212	-67.700	9.256	
1.853	-137.821	-6.459	5.130	
2.780	-127.614	24.268	2.193	
3.707	-99.125	34.605	0.372	
4.633	-67.081	33.200	-0.575	
5.560	-39.239	26.392	-0.926	
6.487	-18.566	18.234	-0.924	
7.413	-5.167	10.933	-0.752	
8.340	2.249	5.393	-0.531	
9.267	5.410	1.725	-0.326	
10.193	5.936	-0.362	-0.167	
11.120	5.093	-1.302	-0.059	
12.047	3.746	-1.515	0.003	
12.973	2.405	-1.338	0.033	
13.900	1.314	-1.005	0.041	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉳ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

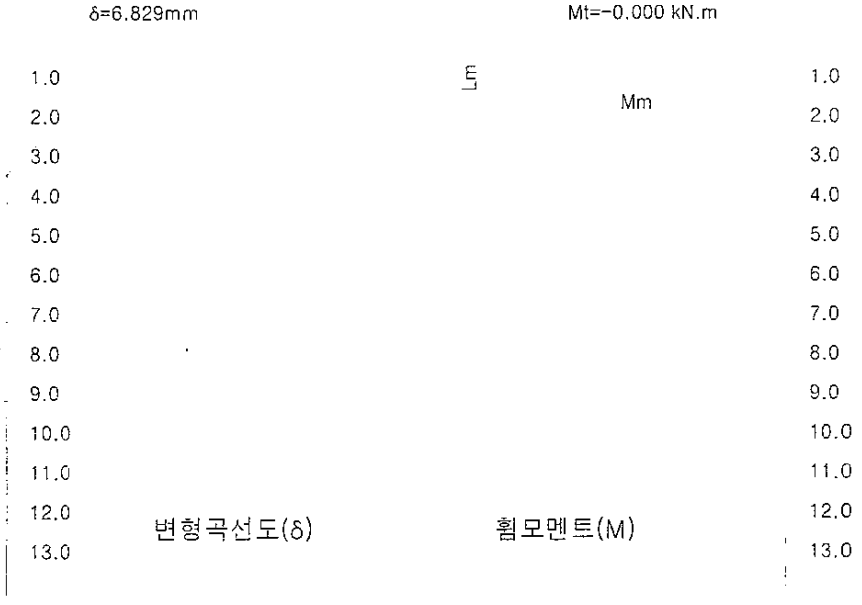
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -97.031 kN.m. 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.829 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.829 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-143.380	6.829	
0.927	-82.697	-43.971	3.971	
1.853	-96.167	8.165	1.793	
2.780	-77.630	27.680	0.443	
3.707	-50.503	28.812	-0.226	
4.633	-26.623	22.057	-0.447	
5.560	-10.073	13.734	-0.426	
6.487	-0.703	6.849	-0.310	
7.413	3.348	2.285	-0.185	
8.340	4.184	-0.176	-0.087	
9.267	3.481	-1.149	-0.024	
10.193	2.318	-1.264	0.008	
11.120	1.256	-0.994	0.019	
12.047	0.501	-0.634	0.019	
12.973	0.064	-0.326	0.014	
13.900	-0.133	-0.117	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

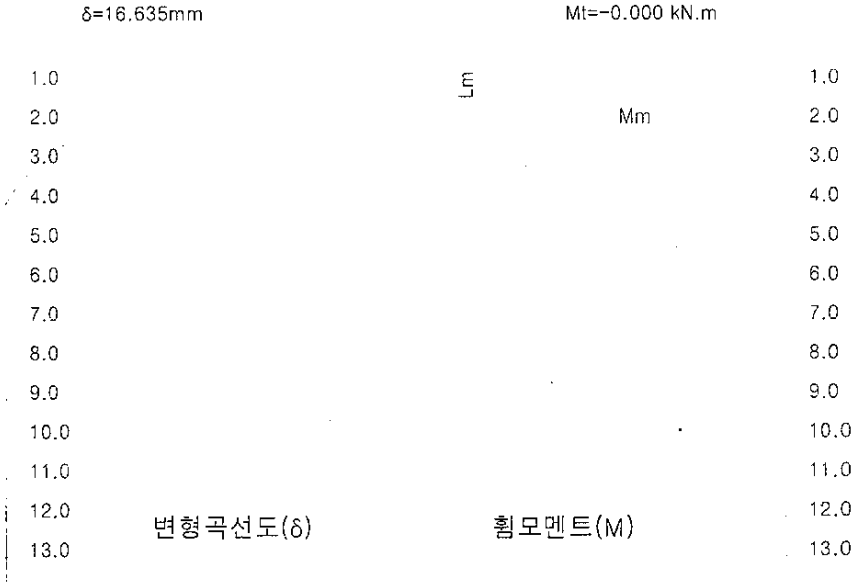
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -161.240 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 16.635 mm
- 지표면에서의 변위 : 16.635 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-196.791	16.635	
0.927	-123.853	-78.944	10.793	
1.853	-160.712	-7.532	5.982	
2.780	-148.810	28.299	2.558	
3.707	-115.590	40.353	0.434	
4.633	-78.223	38.715	-0.671	
5.560	-45.757	30.775	-1.080	
6.487	-21.649	21.263	-1.077	
7.413	-6.025	12.749	-0.877	
8.340	2.622	6.289	-0.619	
9.267	6.309	2.012	-0.380	
10.193	6.921	-0.422	-0.195	
11.120	5.939	-1.518	-0.069	
12.047	4.368	-1.766	0.004	
12.973	2.804	-1.560	0.039	
13.900	1.532	-1.172	0.048	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

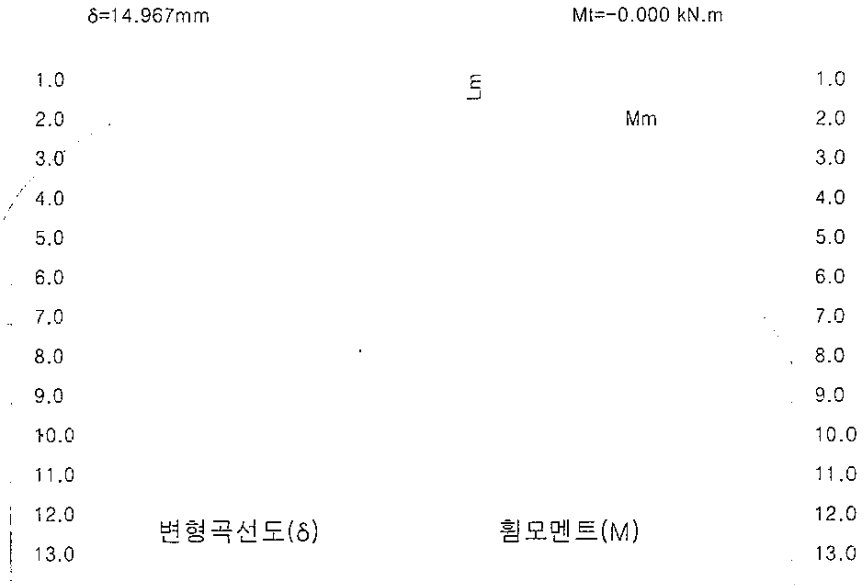
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -145.071 kN.m, 1.996 m
- 말뚝머리부의 변위 : 14.967 mm
- 지표면에서의 변위 : 14.967 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-177.057	14.967	
0.927	-111.433	-71.028	9.711	
1.853	-144.596	-6.777	5.382	
2.780	-133.887	25.461	2.301	
3.707	-103.998	36.307	0.390	
4.633	-70.378	34.832	-0.604	
5.560	-41.168	27.689	-0.971	
6.487	-19.478	19.131	-0.969	
7.413	-5.421	11.471	-0.789	
8.340	2.359	5.658	-0.557	
9.267	5.676	1.810	-0.342	
10.193	6.227	-0.380	-0.175	
11.120	5.343	-1.366	-0.062	
12.047	3.930	-1.589	0.004	
12.973	2.523	-1.404	0.035	
13.900	1.378	-1.055	0.043	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

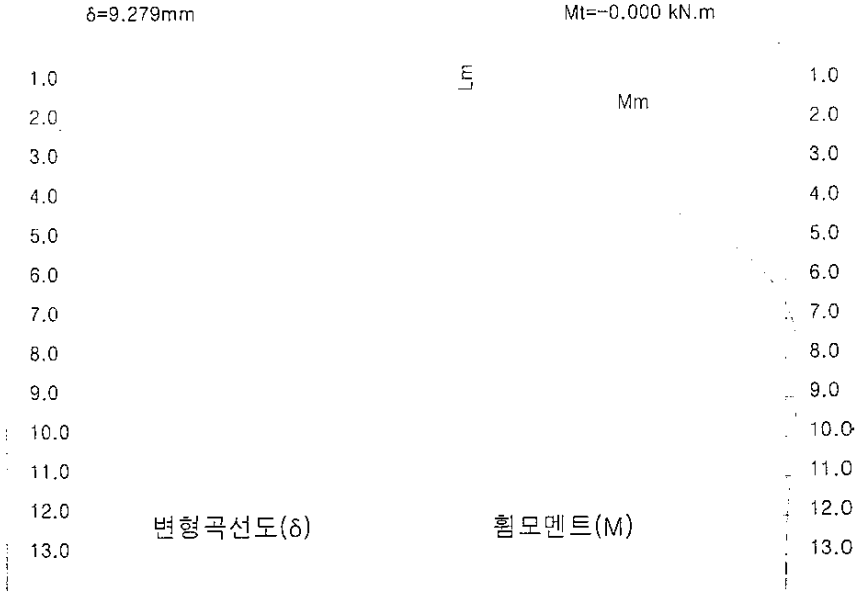
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -131.834 kN.m, 1.649 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.279 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.279 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-194.806	9.279	
0.927	-112.358	-59.742	5.395	
1.853	-130.660	11.094	2.436	
2.780	-105.474	37.608	0.602	
3.707	-68.617	39.146	-0.308	
4.633	-36.172	29.969	-0.607	
5.560	-13.686	18.660	-0.578	
6.487	-0.955	9.306	-0.422	
7.413	4.549	3.104	-0.251	
8.340	5.685	-0.239	-0.118	
9.267	4.730	-1.562	-0.033	
10.193	3.149	-1.717	0.010	
11.120	1.706	-1.351	0.026	
12.047	0.681	-0.861	0.026	
12.973	0.087	-0.442	0.019	
13.900	-0.181	-0.158	0.012	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 9.9125 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 9.2790 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 205.100 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 307.650 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	475.945	256.246	1586.000	205.100	O.K
	HINGE	390.024	363.647	1586.000	205.100	O.K
COMBO 2	FIX	437.976	281.167	1586.000	205.100	O.K
	HINGE	378.907	359.784	1586.000	205.100	O.K
COMBO 3	FIX	639.289	29.526	2379.000	307.650	O.K
	HINGE	563.514	124.245	2379.000	307.650	O.K
COMBO 4	FIX	872.709	447.690	1586.000	205.100	O.K
	HINGE	787.962	553.625	1586.000	205.100	O.K
COMBO 5	FIX	765.726	430.413	1586.000	205.100	O.K
	HINGE	687.855	527.751	1586.000	205.100	O.K
COMBO 6	FIX	1147.194	-46.423	2379.000	307.650	O.K
	HINGE	1058.281	64.719	2379.000	307.650	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 : 14.00 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.90/0.508 = 27.362 < 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	475.945	130.313	100.556	140.00	O.K
	HINGE	390.024	90.848	73.854	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	437.976	118.591	91.823	140.00	O.K
	HINGE	378.907	81.337	68.037	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	639.289	114.926	102.828	210.00	O.K
	HINGE	563.514	97.031	88.349	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	872.709	128.533	125.167	140.00	O.K
	HINGE	787.962	96.077	102.300	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	765.726	118.103	112.680	140.00	O.K
	HINGE	687.855	86.566	90.748	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1147.194	134.852	146.242	210.00	O.K
	HINGE	1058.281	131.834	138.894	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

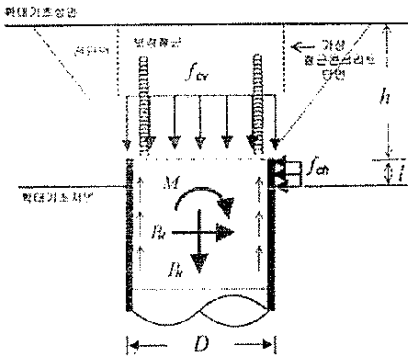
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	110.879	14.285	80.000	O.K
	HINGE	110.879	14.285	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	99.271	12.790	80.000	O.K
	HINGE	99.271	12.790	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	143.380	18.472	120.000	O.K
	HINGE	143.380	18.472	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	117.261	15.107	80.000	O.K
	HINGE	117.261	15.107	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	105.653	13.612	80.000	O.K
	HINGE	105.653	13.612	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	194.806	25.098	120.000	O.K
	HINGE	194.806	25.098	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 = 872709.0 / (π/4 x 508 ²)
= 4.306 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1147194.4 / (π/4 x 508 ²)
= 5.660 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 = 872709.0 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.157 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1147194.4 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.206 MPa ≤ τa3' = 1.197 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 = 117261.149 / (508 x 100)
= 2.308 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 194805.782 / (508 x 100)
= 3.835 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)

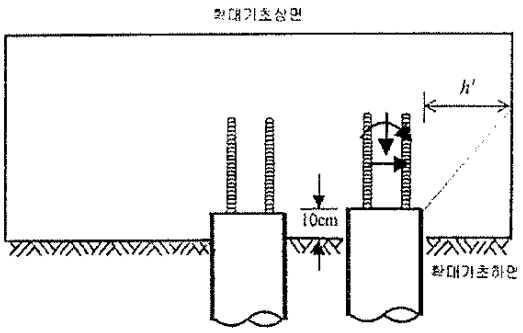
τh = 117261.149 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.197 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 194805.782 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.328 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 = 1296633.532 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)

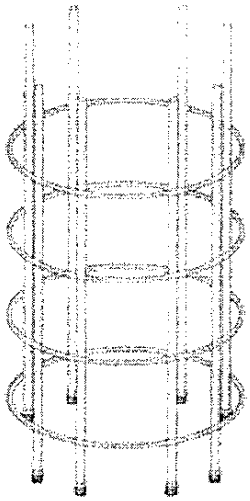
* PUNCHING 전단강도

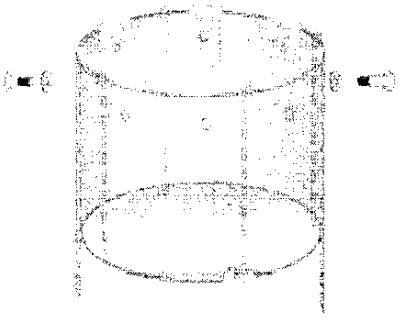
ϕVn = 0.800 x (⅓ x √24.0 x 4894.6 x 1050)

= 6713994.455 N ≥ PNmax = 1296633.532 N ∴ O.K

복현 3교_A2교대	발주처 :	BBM KOREA. Co., Ltd.
	용역사 :	2014년 7월 23일

강관말뚝 볼트식 머리보강(B.B.M III)의 구조 검토 보고서





특허출원 제 0059148 호
실용신안등록 제 0426656 호

저작권	BBM KOREA. Co., Ltd.
주 소	경기도 인산시상록구 팔곡일동 568-6
Tel	031-438-1530
Fax	031-409-8031

1. Input Data

1) 확대기초 제원

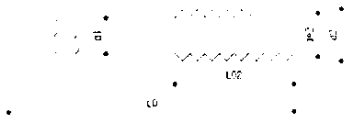


H (단면두께)	=	1200.0	mm
l (말뚝 매입길이)	=	100.0	mm
h (수직유효두께)	=	1100.0	mm
h' (수평유효두께)	=	396.0	mm
fck (콘크리트 설계기준강도)	=	27.0	MPa
va3(콘크리트 허용 압발전단응력)	=	1.0	MPa (평상시)
va3(콘크리트 허용 압발전단응력)	=	1.3	MPa (지진시)
voa(콘크리트 허용 부착응력)	=	1.7	MPa

2) 강관말뚝 제원
강관종류는 SPS400 강종

D (말뚝직경)	=	508.0	mm
t' (말뚝두께)	=	12.0	mm

3) 보강 철근량 제원



보강 철근 종류	= H22(SD40)	10	EA
Ast(공칭단면적)	=	387.1	mm^2
d1 (보강철근 공칭지름)	=	22.2	mm
U (보강철근 공칭둘레)	=	70.0	mm
de2(나사산의 유효직경)	=	21.326	mm
fsa1(보강철근의 허용인장응력)	=	180.0	MPa (평상시)
fsa1(보강철근의 허용인장응력)	=	239.4	MPa (지진시)
vsa1(나사산의 허용 전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vsa1(나사산의 허용 전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)

4) 지압이음용 고장력볼트 제원



사용볼트	= M20*55L	10	EA
de3 (볼트나사의 유효직경)	=	17.78	mm
vsa2(볼트의 허용 전단응력)	=	190.0	MPa(평상시)
vsa2(볼트의 허용력)	=	252.7	MPa(지진시)
vba2(볼트의 허용 지압응력)	=	240.0	MPa(평상시)
vba2(볼트의 허용력)	=	319.2	MPa(지진시)
l (고장력볼트의 길이)	=	40.0	mm
b (고장력볼트의 연단거리)	=	10.0	mm
S (ㄷ형 연결재 두께)	=	12.0	mm

5) 말뚝머리작용하중



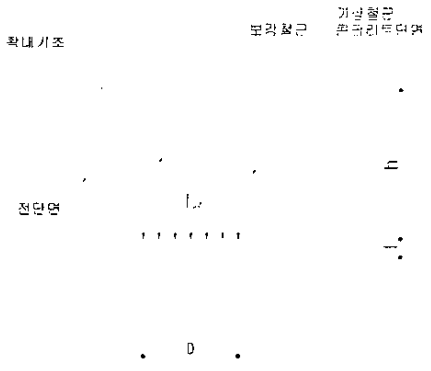
① 평상시

Pn,max (최대 압입력)	=	872.709	kN
Pn,min (최소 압입력)	=	256.246	kN
Ph,max (최대 수평력)	=	117.261	kN
M max (최대 모멘트)	=	130.313	kN*m

② 지진시

Pn,max (최대 압입력)	=	1147.194	kN
Pn,min (최소 압입력)	=	-46.423	kN
Ph,max (최대 수평력)	=	194.806	kN
M max (최대 모멘트)	=	134.852	kN*m

2. 압입력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수직지압응력(fcv) 검토

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{872709.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 4.3 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$fcv = \frac{Pn.max}{\pi \times D^2 / 4} = \frac{1147194.0}{\pi \times 508.00^2 / 4} = 5.7 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
fck(콘크리트설계기준강도)	=	27.0 MPa	
fca(콘크리트허용지압응력) = 0.25fck	=	6.8 MPa	(평상시)
fca(콘크리트허용지압응력) = 1.33fca(평상시)	=	9.0 MPa	(지진시)
Pn.max (최대 압입력)	=	872.709 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	1147.194 kN	(지진시)

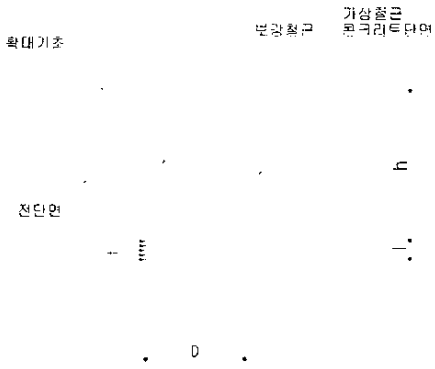
2)확대기초 콘크리트의 수직압발전단응력(Vv) 검토

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{872709.0}{\pi \times (508.00+1100.0) \ 1100.0} = 0.16 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$Vv = \frac{Pn.max}{\pi(D+h)h} = \frac{1147194.0}{\pi \times (508.00+1100.0) \ 1100.0} = 0.21 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
h (확대기초 수직유효두께)	=	1100.0 mm	
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.0 MPa	(평상시)
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.3 MPa	(지진시)
Pn.max (최대 압입력)	=	872.709 kN	(평상시)
Pn.max (최대 압입력)	=	1147.194 kN	(지진시)

3. 수평력에 대한 검토



1) 확대기초 콘크리트의 수평지압응력(fch) 검토

$$fch = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{117261.0}{508.00 \times 100.00} = 2.3 \text{ MPa} < fca = 6.8 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$fch = \frac{Ph,max}{D \times l} = \frac{194806.0}{508.00 \times 100.00} = 3.8 \text{ MPa} < fca = 9.0 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
l (말뚝의 매입길이)	=	100.0 mm	
fck(콘크리트설계기준강도)	=	27.0 MPa	
fca(콘크리트허용지압응력) = 0.25fck	=	6.8 MPa	(평상시)
fca(콘크리트허용지압응력) = 1.33fca(평상시)	=	9.0 MPa	(지진시)
Ph.max (최대 수평력)	=	117.261 kN	(평상시)
Ph.max (최대 수평력)	=	194.806 kN	(지진시)

2)확대기초 콘크리트의 수평압발전단응력(Vh) 검토

$$Vh = \frac{Ph.max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{117261.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508.0 + 2 \times 396.0)} = 0.20 \text{ MPa} < vca = 1.0 \text{ MPa} \quad (\text{평상시}) \quad O.K$$

$$Vh = \frac{Ph.max}{h'(2l+D+2h')} = \frac{194806.0}{\#\#\#\#\#(2 \times \#\#\#\#\# 508 + 2 \times 396.0)} = 0.33 \text{ MPa} < vca = 1.3 \text{ MPa} \quad (\text{지진시}) \quad O.K$$

D (말뚝외경)	=	508.0 mm	
h '(확대기초 수평유효두께)	=	396.0 mm	
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.0 MPa	(평상시)
va3(콘크리트 허용압발전단응력)	=	1.3 MPa	(지진시)
Ph.max (최대 수평력)	=	117.261 kN	(평상시)
Ph,max (최대 수평력)	=	194.806 kN	(지진시)

4. 인발력에 대한 검토

1) 부풀림 보강철근 나사산의 전단응력(Vs1) 검토

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{0.000}{10 \times \pi \times 21.3 \times 25}$$

$= 0.0$ MPa $<$ vsa1 = 80.0 MPa (평상시) O.K

$$Vh = \frac{Pu.max}{n1.\pi.de2.lr} = \frac{46423.000}{10 \times \pi \times 21.3 \times 25}$$

$= 2.8$ MPa $<$ vsa1 = 106.4 MPa (지진시) O.K

사용철근	=	H22(SD40) - 10	EA
n1 (부풀림보강철근 사용개수)	=	10	EA
de2 (부풀림보강철근 나사산 유효직경)	=	21.326	mm
lr (나사선 연결부 길이) 2 1	=	25	mm
vsa1(보강철근 나사산의 허용전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vsa1(보강철근 나사산의 허용전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	46.423	kN (지진시)

2) 지압이음용 고장력 볼트 검토

① 전단응력(Vs2) 검토

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{0.000}{10 \left(\pi \times 17.78^2 / 4 \right)}$$

$= 0.0$ MPa $<$ vs2 = 190.0 MPa (평상시) O.K

$$Vs2 = \frac{Pu.max}{n2(\pi.de3^2/4)} = \frac{46423.000}{10 \left(\pi \times 17.78^2 / 4 \right)}$$

$= 18.7$ MPa $<$ vs2 = 252.7 MPa (지진시) O.K

사용볼트 = M20*55L

n2 (고장력볼트 개수)	=	10	EA
de3 (고장력볼트 나사의 유효직경)	=	17.780	mm
vsa2(고장력볼트의 허용 전단응력)	=	190.0	MPa (평상시)
vsa2(고장력볼트의 허용 전단응력)	=	252.7	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	46.423	kN (지진시)

② 지압응력(Vb2) 검토

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{0.000}{10\ (\ 17.78\ x\ 9\ )} = 0.0\ MPa < vb2 = 240.0\ MPa\ (평상시)$$ O.K

$$Vb2 = \frac{Pu.max}{n2(de3\ t)} = \frac{46423.000}{10\ (\ 17.78\ x\ 9\ )} = 29.0\ MPa < vb2 = 319.2\ MPa\ (지진시)$$ O.K

n2 (고장력볼트 개수)	=	10	EA
t (강관과 강재절편 중 얇은쪽의 두께)	=	9	mm
de3 (고장력볼트 나사의 유효직경)	=	17.780	mm
vba2(고장력볼트의 허용 지압응력)	=	240.0	MPa (평상시)
vba2(고장력볼트의 허용 지압응력)	=	319.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	46.423	kN (지진시)

3) 고장력볼트 배치시 연단거리 s 검토 -. 강구조공학(한국강구조학회 발행) P129 참조

-. 볼트 구멍이 배치된 경우 다음 볼트구멍까지의 거리 s(피치)를 구하는 방법으로 검토

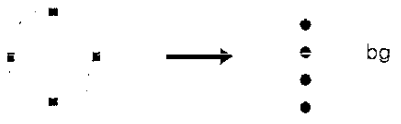
$$bn = bg - (n \times d) + \sum \frac{si}{4 \times gi}$$

$$= \begin{cases} 1577 - (\ 10 \times 23\ ) & = 1347 \\ 1577 - (\ 19 \times 23\ ) + \frac{70^2}{4 \times 78.9} \times 18 = 1419.47 \end{cases}$$ 중 작은 값

∴ bn = 1347 mm가 된다

$$An = bn \times t = 1347 \times 12 = 16164\ mm^2$$

여기서,



bg : 강관의 총 둘레
bn : 강관의 순 둘레(볼트구멍을 제외한 둘레)
n : 볼트구멍의 수
d : 볼트구멍의 직경(볼트직경 + 3mm)
gi : 구멍간 간격
si : 피치
t : 강관의 두께

-. 인장부재의 내하력

Tn = fy x An > Pu.max (최대인발력) 이므로

Tn = 140 x 16164 = 2262.96 kN > Pu.max = 46.423 kN O.K

5. ㄷ형 강재 절편에 대한 검토

1) 인발력에 의한 저항단면의 휨응력(fs3) 검토

$$fs3 = \frac{Pu.max \times Im \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{0 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 10}$$

= 0.0 MPa fsa3 = 140.0 MPa (평상시)

$$fs3 = \frac{Pu.max \times Im \times y}{2 \times I \times n3} = \frac{46423 \times 18.0 \times 25.0}{2 \times 60000 \times 10}$$

= 17.4 MPa fsa3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	10	EA
Im (모멘트 팔길이)	=	18.0	mm
I (저항단면의 단면2차모멘트)	=	60000	mm^4
y (저항단면의 높이)	=	25	mm
fsa3(제품의 허용휨응력)	=	140.0	MPa (평상시)
fsa3(제품의 허용휨응력)	=	186.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	46.423	kN (지진시)

2) 인발력에 의한 저항단면의 전단응력(Vv3) 검토

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{0.000}{10 \times 1120.0}$$

= 0.0 MPa vva3 = 80.0 MPa (평상시)

$$Vv3 = \frac{Pu.max}{n3 * A} = \frac{46423.000}{10 \times 1120.0}$$

= 4.1 MPa vva3 = 106.4 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	10	EA
A (저항단면 전단면적)	=	1120.0	mm^2
vva3(제품의 허용 전단응력)	=	80.0	MPa (평상시)
vva3(제품의 허용 전단응력)	=	106.4	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	46.423	kN (지진시)

3) 합성응력의 검산

$$\left(\frac{fs3}{fsa3}\right)^2 + \left(\frac{Vv3}{vva3}\right)^2 \leq 1.2$$

$$\left(\frac{0.0}{140.0}\right)^2 + \left(\frac{0.0}{80.0}\right)^2 = 0 \leq 1.2 \quad \text{(평상시)}$$

$$\left(\frac{17.4}{186.2}\right)^2 + \left(\frac{4.1}{106.4}\right)^2 = 0.01026 \leq 1.2 \quad \text{(지진시)}$$

4) 인발력에 따른 최소순단면 인장응력(Vt3) 검토

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * At} = \frac{0.000}{10 \times 480.0}$$

= 0.0 MPa　　vta3 = 140.0 MPa (평상시)

$$Vt3 = \frac{Pu.max}{n3 * At} = \frac{46423.000}{10 \times 480.0}$$

= 9.7 MPa　　vta3 = 186.2 MPa (지진시)

n3 (제품 사용개수)	=	10	EA
At (볼트 연결부 단면의 순단면적)	=	480.0	mm^2 (= 단면적 - 볼트구멍 공제)
vta3(제품의 허용 인장응력)	=	140.0	MPa (평상시)
vta3(제품의 허용 인장응력)	=	186.2	MPa (지진시)
Pu.max (최대 인발력)	=	0.000	kN (평상시)
Pu.max (최대 인발력)	=	46.423	kN (지진시)

6. 보강철근의 소요정착장(L0) 검토 : 수직형

$$L0 = Max\left[\frac{fsa1 \times Ast}{voa \times U},\ 35*d1+(D/2)\right] = Max\left[\frac{180.0 \times 387.1}{1.7 \times 70.0},\ 35 \times 22 + 254\right]$$

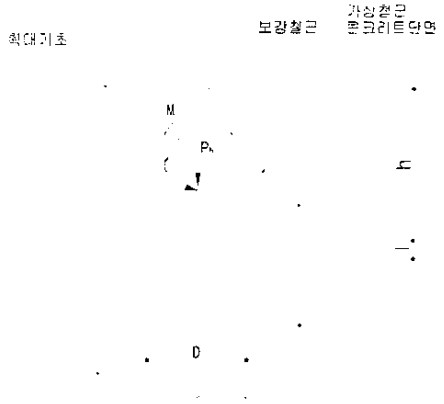
$$= Max\left[585.5,\ 1031\right] = 1031\ mm$$

사용철근	H22(SD40) - 10	EA
d1 (보강철근의 공칭지름)	22.2	mm
U (보강철근의 공칭둘레)	70.0	mm
Ast (보강철근의 공칭단면적)	387.1	mm^2
fsa1(보강철근의 허용 인장응력)	180.0	MPa
voa (기초 콘크리트의 허용 부착응력)	1.7	MPa

따라서, 부풀림 보강철근의 정착장은 1031.0 mm 이상으로 한다.

7. 확대기초속의 말뚝머리 부분의 매입길이는 최소한 100 mm 로 한다.

8. 가상 철근콘크리트 단면의 검토



상시와 지진시에 발생하는 최대 수직력과 최대 휨모멘트, 최소수직력과 최대 휨모멘트 각각에 대하여 말뚝머리의 보강철근과 콘크리트의 응력을 검토한다.
이때 말뚝머리는 말뚝의 직경보다 200 mm를 더한 가상의 철근 콘크리트 기둥으로 가정한다.
이는 실험에 의해 검증된 것으로 본 방법을 이용할 경우, 탄성계수비(n)는 15로 한다

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력 계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$fc = (M' / r^3)C \leq fca\ (= 0.4fck)$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos\alpha}{2\sin^3\alpha/3 - \alpha\cos\alpha + \sin\alpha\cos^2\alpha + \alpha/4 - D}$$

$D = \sin\alpha\cos\alpha/4 + \sin^3\alpha\cos\alpha/6 - \pi np(0.5(rs/r)^2 - \cos\alpha)$

위 식에서 α는 아래의 식에서 구한다.

(1) 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인경우,

$$e/r = \frac{\alpha/4 - \sin\alpha\cos\alpha(5/12 - \cos^2\alpha/6) + 0.5\pi np(rs/r)^2}{\sin\alpha(2 + \cos^2\alpha)/3 - \alpha\cos\alpha - \pi np\cos\alpha}$$

(2) 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P = 0$ 인경우,

$0 = \sin\alpha(2 + \cos^2\alpha)/3 - \alpha\cos\alpha - \pi np\cos\alpha$

단, $0 \leq \alpha \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$fs = (M/r^3)S \times n \leq fsa$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C^* \frac{rs/r + \cos\alpha}{1 - \cos\alpha}$$

1) 최대 압입력(Pn,max)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

rs/r= 229.00 / 354.00 = 0.647
D (말뚝지름) = 508.0 mm
r (가상단면의 반경) = (D + 200) / 2 = 354.00 mm
re(보강철근중심에서 ㄷ형 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.00983 = 0.147
As(보강철근량) = H22(SD40) x 10 EA = 387.1 x 10 = 3871.0 mm^2
p (기상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 3871 / (π x 354.00^2) = 0.00983
e/r= 149.320 / 354.00 = 0.422 (평상시)
e/r= 117.549 / 354.00 = 0.332 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn,max = 13031300.0 / 872709.0 = 149.320 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn,max = 13485200.0 / 1147194.0 = 117.549 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터

C = 0.568 . S = 0.073 (평상시: rs/r = 0.647 . np = 0.147 . e/r = 0.422)
C = 0.503 . S = 0.000 (지진시: rs/r = 0.647 . np = 0.147 . e/r = 0.332)

fc = (M'/r^3) x C = (43925198.6 / 354.000^3) x 0.568 x 10
= 5.6 MPa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K

fc = (M'/r^3) x C = (54095867.6 / 354.000^3) x 0.503 x 10
= 6.1 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K

fs = (M'/r^3).S.n = (43925198.6 / 354.000^3) x 0.073 x 15
= 1.1 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K

fs = (M'/r^3).S.n = (54095867.6 / 354.000^3) x 0.000 x 15
= 0.0 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K

M' = Mmax + Pn,max x r = 130.313 + 873 x ##### = 439.252 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn,max x r = 134.852 + 1147.194 x ##### = 540.959 kN-m (지진시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 1.33 fca = 1.33 x 10.8 = 14.4 MPa (지진시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 180.00 MPa (평상시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 239.40 MPa (지진시)

2) 최소 압입력(Pn.min)과 최대 모멘트(M max)에 대한 검토

rs/r= 229.00 / 354.00 = 0.647
D (말뚝지름) = 508.0 mm
r (가상단면의 반경) = (D + 200) / 2 = 354.0 mm
re(보강철근중심에서 ㄷ형 연결재 끝단까지 거리) = 25.00 mm
rs(가상단면중심에서 보강철근중심까지 거리) = r - (re + 100.0) = 229.00 mm
np = 15 x 0.00983 = 0.147
As(보강철근량) = H22(SD40), x 10 EA = 387.1 x 10 = 3871 mm^2
p (가상단면 철근비) = As / (π x r^2) = 3871 / (π x 354.00^2) = 0.00983
e/r= 508.546 / 354.00 = 1.437 (평상시)
e/r= -2904.853 / 354.00 = -8.206 (지진시)
e(편심량) = M max / Pn.min = 13031300.0 / 256246.0 = 508.546 mm (평상시)
e(편심량) = M max / Pn.min = 13485200.0 / -46423.0 = -2904.85 mm (지진시)

앞의 이론식으로 부터
C = 0.942 , S = 0.707 (평상시: rs/r = 0.647 , np = 0.147 , e/r = 1.437)
C = 2.756 , S = 5.155 (지진시: rs/r = 0.647 , np = 0.147 , e/r = -8.206)
fc = (M'/r^3) x C = (22102408.4 / 354.000^3) x 0.942 x 10
= 4.7 Mpa < fca = 10.8 MPa (평상시) O.K
fc = (M'/r^3) x C = (11841825.8 / 354.000^3) x 2.756 x 10
= 7.4 MPa < fca = 14.4 MPa (지진시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (22102408.4 / 354.000^3) x 0.707 x 15 x 10
= 52.8 MPa < fsa = 180.0 MPa (평상시) O.K
fs = (M'/r^3).S.n = (11841825.8 / 354.000^3) x 5.15 x 15 x 10
= 206.4 MPa < fsa = 239.4 MPa (지진시) O.K
M' = Mmax + Pn.min x r = 130.313 + 256.2 x ##### = 221.024 kN-m (평상시)
M' = Mmax + Pn.min x r = 134.852 + -46.4 x ##### = 118.418 kN-m (지진시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 0.4 fck = 0.4 x 27.0 = 10.8 MPa (평상시)
fca(콘크리트허용압축응력) = 1.33 fca = 1.33 x 10.8 = 14.4 MPa (지진시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 180.00 MPa (평상시)
fsa(철근의 허용인장응력) = 239.40 MPa (지진시)

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

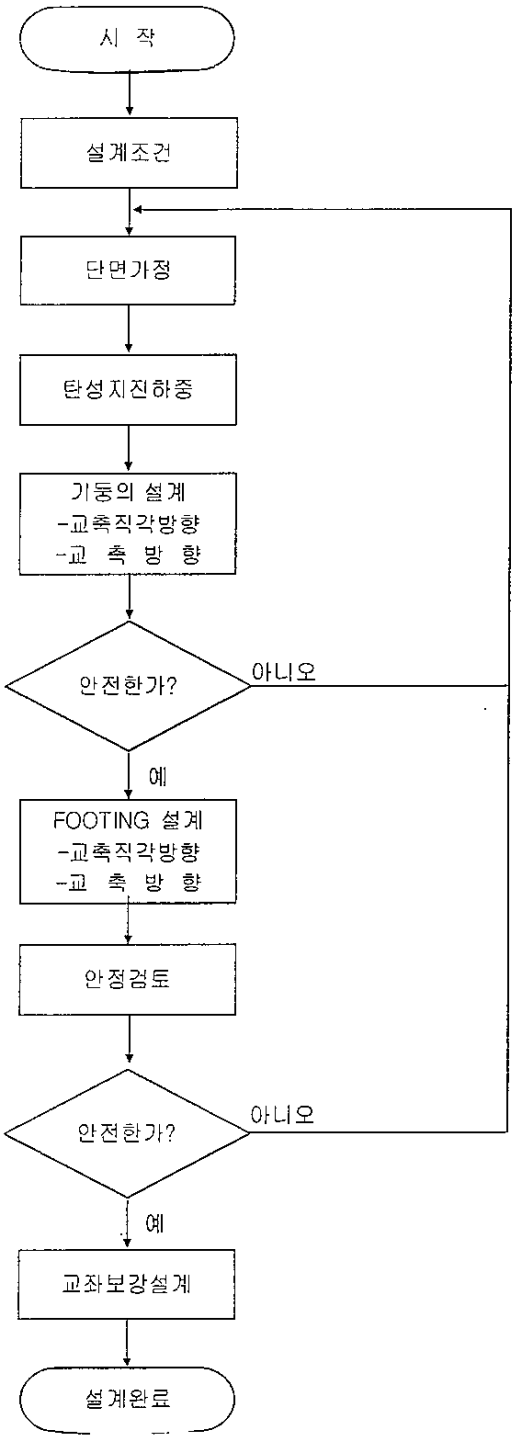
10. 기 초 설 계
10.1 교축직각 방향
10.2 교축방향

11. 기초 2방향전단(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)	877.000	453.681	O.K
		허용인발력(kN/EA)	459.600	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.972	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.206	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.890	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1315.500	691.250	O.K
		허용인발력(kN/EA)	689.400	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	17.518	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.953	O.K
		수평변위(mm)	15.000	7.530	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	877.000	465.082	O.K
		허용인발력(kN/EA)	459.600	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	13.204	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.470	O.K
		수평변위(mm)	15.000	6.592	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1315.500	578.153	O.K
		허용인발력(kN/EA)	689.400	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	19.007	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	1.172	O.K
		수평변위(mm)	15.000	9.265	O.K

구 분			허용값	발생값	비 고
교축방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	877.000	445.387	O.K
		허용인발력(kN/EA)	459.600	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	9.900	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.199	O.K
		수평변위(mm)	15.000	2.790	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1315.500	656.908	O.K
		허용인발력(kN/EA)	689.400	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	16.589	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.873	O.K
		수평변위(mm)	15.000	6.904	O.K
교축직각 방향	평상시	허용지지력(kN/EA)	877.000	562.536	O.K
		허용인발력(kN/EA)	459.600	-	O.K
		휨 응력(MPa)	28.000	16.228	O.K
		전단응력(MPa)	0.850	0.694	O.K
		수평변위(mm)	15.000	9.733	O.K
	지진시	허용지지력(kN/EA)	1315.500	525.492	O.K
		허용인발력(kN/EA)	689.400	-	O.K
		휨 응력(MPa)	42.000	13.799	O.K
		전단응력(MPa)	1.250	0.609	O.K

		수평변위(mm)	15.000	4.816	O.K

▣ 기둥의 단면 설계

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	27646.658	66013.696	2.388	O.K
	모멘트최대	0.014	19247.102	66013.696	3.430	O.K
	탄성설계	0.014	16039.252	37806.326	2.357	O.K
	편심최대	0.014	14435.327	66013.696	4.573	O.K
교축직각방향	축력최대	0.014	27646.658	66013.696	2.388	O.K
	모멘트최대	0.014	23907.216	64210.965	2.686	O.K
	탄성설계	0.014	16039.252	55565.097	3.464	O.K
	편심최대	0.014	14716.345	58590.282	3.981	O.K
합성부재력	축력최대	0.014	27646.658	66013.696	2.388	O.K
	모멘트최대	0.014	18707.429	66013.696	3.529	O.K
	탄성설계	0.014	16039.252	36133.252	2.253	O.K
	편심최대	0.014	13895.654	60279.251	4.338	O.K
	모멘트최대	0.014	23907.216	64209.617	2.686	O.K
	편심최대	0.014	14716.345	58195.645	3.954	O.K

단면위치		Puse	Pu(kN)	ϕPn(kN)	안전도	비 고
교축방향	축력최대	0.014	26962.850	66013.696	2.448	O.K
	모멘트최대	0.014	18172.402	66013.696	3.633	O.K
	탄성설계	0.014	15143.668	37334.607	2.465	O.K
	편심최대	0.014	13629.301	66013.696	4.844	O.K
교축직각방향	축력최대	0.014	26962.850	66013.696	2.448	O.K
	모멘트최대	0.014	23566.797	55307.835	2.347	O.K
	탄성설계	0.014	15143.668	46276.326	3.056	O.K
	편심최대	0.014	14872.705	48149.842	3.237	O.K
합성부재력	축력최대	0.014	26962.850	66013.696	2.448	O.K
	모멘트최대	0.014	18712.075	57178.480	3.056	O.K
	탄성설계	0.014	15143.668	33743.948	2.228	O.K
	편심최대	0.014	14168.975	52214.489	3.685	O.K
	모멘트최대	0.014	23566.797	55287.593	2.346	O.K
	편심최대	0.014	14872.705	47999.642	3.227	O.K

▣ 단면 설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm²)	Use.As (mm²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
두부보	좌측내민보	2000.3	100.0	42855.048	53539.200	-	-	1.249	O.K
	우측내민보	2000.3	100.0	30984.839	53539.200	18089.575	30064.632	1.662	O.K
	좌측내민보수	3000.0	100.0	2617.204	11100.900	2570.417	10762.954	4.187	O.K
	우측내민보수	3000.0	100.0	2436.182	11100.900	2393.284	10762.954	4.497	O.K
	내부지간1좌	2753.5	100.0	26489.536	53539.200	22366.135	43774.869	1.957	O.K
	내부지간1중	2544.8	100.0	29450.035	42996.000	22697.783	32562.721	1.435	O.K
	내부지간1우	2284.7	100.0	31997.171	53539.200	21741.844	35240.391	1.621	O.K
	교량받침1	2304.9	100.0	168.803	53539.200	121.170	35609.243	293.879	O.K
	교량받침10	2308.1	100.0	284.601	21498.000	204.644	15007.856	73.336	O.K
	교량받침11	2875.5	100.0	18830.632	53539.200	16822.962	45995.671	2.734	O.K
	교량받침2	2883.1	100.0	18884.449	53539.200	16919.184	46135.005	2.727	O.K
	교량받침12	2753.5	100.0	15633.165	53539.200	13367.307	43774.869	3.275	O.K
	교량받침3	2753.5	100.0	14381.386	53539.200	12314.740	43774.869	3.555	O.K
	교량받침13	2611.3	100.0	15745.616	42996.000	12704.394	33534.250	2.640	O.K
	교량받침4	2611.3	100.0	16844.734	42996.000	13572.935	33534.250	2.471	O.K
	교량받침14	2544.8	100.0	28770.061	42996.000	22193.034	32562.721	1.467	O.K
	교량받침5	2544.8	100.0	29450.035	42996.000	22697.783	32562.721	1.435	O.K
	교량받침15	2426.8	100.0	20021.129	42996.000	14814.170	30838.261	2.082	O.K
	교량받침6	2426.8	100.0	18645.701	42996.000	13821.783	30838.261	2.231	O.K
	교량받침16	2284.7	100.0	13254.623	53539.200	9251.778	35240.391	3.809	O.K
	교량받침7	2284.7	100.0	17136.589	53539.200	11895.703	35240.391	2.962	O.K
	교량받침8	2129.9	100.0	26091.129	53539.200	16508.013	32423.166	1.964	O.K
	교량받침18	1349.0	100.0	3523.009	53539.200	1372.146	18207.748	13.270	O.K
	교량받침9	1267.2	100.0	668.641	53539.200	243.728	16720.020	68.601	O.K
기초	교축방향	2100.0	150.0	25168.602	72000.600	16098.497	45199.545	2.808	O.K
	교축방향	2100.0	150.0	23720.100	72000.600	15180.698	45199.545	2.977	O.K
	교직-지점부	2100.0	150.0	45476.127	90505.800	28673.673	55517.720	1.936	O.K
	교직-지점부	2100.0	150.0	48844.819	90505.800	30735.201	55517.720	1.806	O.K

▣ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
두부보	좌측내민보	149.559	180.000	125.000	316.549	O.K
	우측내민보	148.137	180.000	125.000	321.603	O.K
	좌측내민보수평	84.072	180.000	133.355	726.699	O.K
	우측내민보수평	78.278	180.000	133.355	796.026	O.K
	내부지간1좌측지점부	136.315	180.000	125.000	367.704	O.K
	내부지간1중앙부	190.046	180.000	125.000	200.624	O.K
	내부지간1우측지점부	172.021	180.000	125.000	247.792	O.K
	교량받침1	1.581	180.000	125.000	39853.530	O.K
	교량받침10	9.177	180.000	250.000	6865.271	O.K
	교량받침11	88.574	180.000	125.000	679.085	O.K
	교량받침2	88.708	180.000	125.000	677.744	O.K
	교량받침12	86.853	180.000	125.000	696.702	O.K
	교량받침3	80.937	180.000	125.000	762.978	O.K
	교량받침13	74.690	180.000	125.000	840.605	O.K
	교량받침4	81.088	180.000	125.000	757.418	O.K
	교량받침14	146.677	180.000	125.000	323.144	O.K
	교량받침5	190.046	180.000	125.000	200.624	O.K
	교량받침15	132.353	180.000	125.000	381.249	O.K
	교량받침6	125.446	180.000	125.000	414.010	O.K
	교량받침16	55.298	180.000	125.000	1139.286	O.K
	교량받침7	72.663	180.000	125.000	867.018	O.K
	교량받침8	126.127	180.000	125.000	414.370	O.K
	교량받침18	22.268	180.000	125.000	2829.166	O.K
	교량받침9	6.021	180.000	125.000	10463.644	O.K
기초	교축방향	80.612	180.000	125.806	629.398	O.K
	교축방향	78.757	180.000	125.806	652.414	O.K
	교직-지점부	125.960	180.000	123.810	290.197	O.K
	교직-지점부	152.311	180.000	123.810	182.035	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 =	7		
2) 기초지반의 내부마찰각	:	$\phi 2$ =	25.247 °	:	15 + √15N
3) 기초지반의 점착력	:	C =	0 kN/m²		
4) 기초지반의 마찰계수	:	μ =	0.303	:	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]

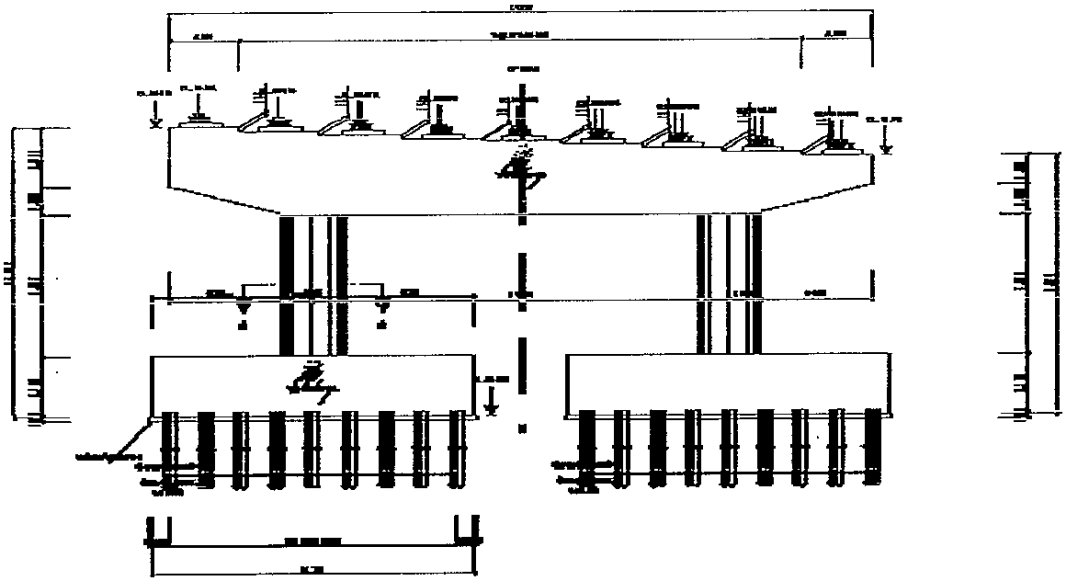
3.5 설 계 방 법

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) 두류 설계 요령 : 한국도로공사 (2002)

4. 단 면 가 정



5. 하 중 계 산

5.1 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D)	활하중(L)		
		안재하시(L1)	좌측편재하(L2)	우측편재하(L3)
1	1464.633	351.366	351.366	187.679
2	1427.339	375.894	375.894	279.047
3	1382.191	365.073	365.073	336.453
4	1365.365	335.526	335.526	344.300
5	1364.557	328.395	328.395	328.464
6	1361.785	345.069	345.069	336.240
7	1376.133	336.518	336.518	364.578
8	1422.996	281.680	281.680	376.043
9	1503.935	190.414	190.414	355.694
10	1471.602	190.973	356.053	190.973
11	1421.079	280.941	375.394	280.941
12	1382.125	336.872	365.318	336.872
13	1366.118	344.735	336.060	344.735
14	1364.939	328.291	328.320	328.291
15	1362.613	336.556	345.003	336.556
16	1376.054	363.800	335.365	363.800
17	1430.286	377.166	280.348	377.166
18	1494.117	352.451	188.695	352.451
계	25337.867	5821.720	5820.491	5820.283

※ 교각자중은 25.000 kN/m³ 의 값을 프로그램에서 자동재하

5.2 풍 하 중

1) 교축직각방향 (W-TR)

① 상부구조에 작용하는 풍하중

B/D = 24.640 / 5.840 = 4.219 [1≤ B/D< 8]

W1 = [4.0 - 0.2 x (24.640 / 5.840)] x 5.840 = 18.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

= 18.432 kN/m

P1 = 18.432 x (50.360 + 50.300) / 2 x sin72.0

= 882.279 kN

작용위치 h = 5.840/2 + 0.400 + 0.500 = 3.82 m

작용모멘트 My = Ph x h = 882.279 x 3.820 = 3370.45 kN.m

② 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 3.000 x 2.000 x 3.000 = 18.003 kN

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍상측)

W'column = 1.500 x 2.300 = 3.45 kN/m (풍하측)

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

2) 교축방향 (W-LO)

① 하부구조에 작용하는 풍하중

W'copping = 180.619 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 (50.360 + 50.300)/2 x sin72.0 = 71.8 kN

작용위치 h = 3.334 + 1.500 + 0.500 = 5.334 m

작용모멘트 My = Ph x h = 71.800 x 5.334 = 382.985 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 원심하중 (CF)

$CF = 0.79 \times V^2 / R$ (%)

$= 0.79 \times 100.000^2 / 1030.000$

= 7.670 %

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h), R : 곡선반경 (m)

작용위치 h = 3.334 + 1.800 + 0.500 = 5.634 m

작용수평력 Pcf = 7.670 x 5821.720 / 100 = 446.52 kN

작용모멘트 My = Pcf x h = 446.520 x 5.634 = 2515.718 kN.m

5.6 교각 충돌하중

1) 교축직각방향 (CO-TR)

P = 1000.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 2.042 m (기초상단으로 부터)

2) 교축방향 (CO-LO)

P = 500.000 kN의 하중이 지면상 1.8m 에서 수평으로 작용 하는것으로 한다.

작용위치 h = 2.042 m (기초상단으로 부터)

5.7 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	2777.850	3517.650	0.00912	1204.830	2597.460	0.00306
	하중경우 2	기둥 1	1208.040	2568.270	0.00903	2819.230	3551.250	0.00300
기둥하단	하중경우 1	기둥 1	2857.840	15259.820	0.00000	1173.270	5285.910	0.00000
	하중경우 2	기둥 1	1323.950	6946.700	0.00000	2798.990	10839.360	0.00000
기둥상단	하중경우 1	기둥 2	2594.880	3652.990	0.00449	1052.180	2262.940	0.00502
	하중경우 2	기둥 2	1056.080	2496.590	0.00442	2570.300	2863.290	0.00500
기둥하단	하중경우 1	기둥 2	2619.140	14604.990	0.00000	1013.550	4928.140	0.00000
	하중경우 2	기둥 2	1061.090	6408.780	0.00000	2544.130	10313.120	0.00000

5.8 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.

5.9 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	

양이며, 모델링상의 ULO 는 교직방향을 나타냅니다.

ULB 와 ULO 는 동일한 하중조합의 교축, 교직방향 성분들입니다.

5.10 하중조합 : 계수하중 검토서 (최대편심)

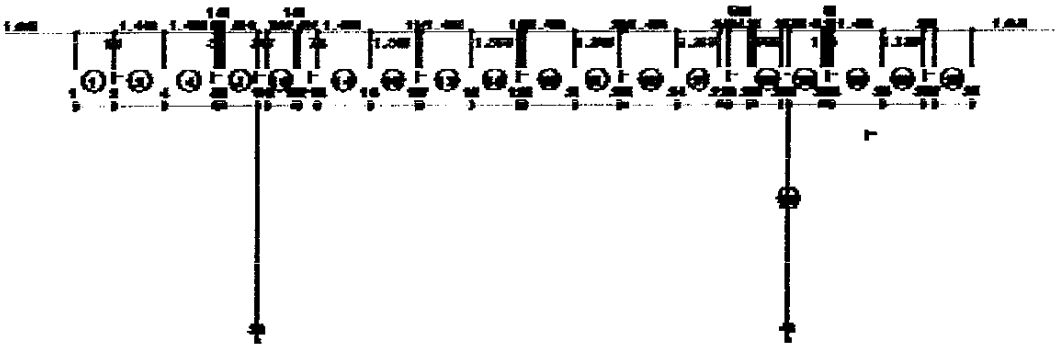
구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G	GS	E	CO	Q	CF
UEB01	1.00	2.15									1.30	1.30
UEB02	1.00		2.15								1.30	1.30
UEB03	1.00			2.15							1.30	1.30
UEB04	1.00				1.30						1.30	
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30					1.30	1.30
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30					1.30	1.30
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30					1.30	1.30
UEB08	1.00	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	6.400	11	6.219	6.400	21	14.209	6.400	31	21.214	6.400
2	1.081	6.400	12	6.350	6.400	22	15.465	6.400	32	21.319	6.400
3	1.094	6.400	13	6.842	6.400	23	15.667	6.400	33	21.450	6.400
4	2.540	6.400	14	6.916	6.400	24	17.126	6.400	34	21.501	6.400
5	3.968	6.400	15	8.374	6.400	25	18.339	6.400	35	22.960	6.400
6	3.999	6.400	16	9.717	6.400	26	18.584	6.400	36	24.088	6.400
7	4.050	6.400	17	9.833	6.400	27	19.150	6.400	37	24.419	6.400
8	4.181	6.400	18	11.291	6.400	28	19.281	6.400	38	25.500	6.400
9	5.200	6.400	19	12.591	6.400	29	20.043	6.400	39	5.200	0.000
10	5.457	6.400	20	12.750	6.400	30	20.300	6.400	40	20.300	0.000

6.3 단면 제원

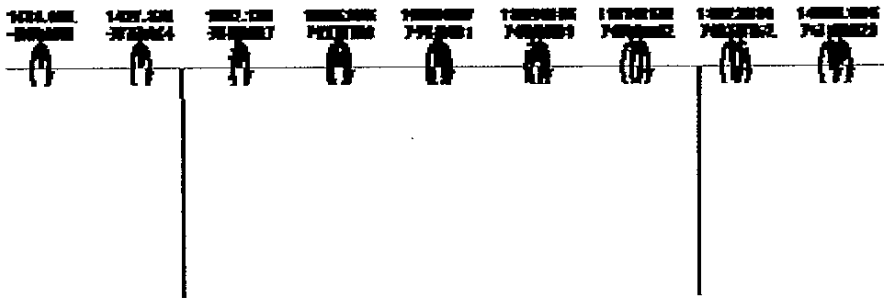
구 분	B(m)	H(m)	A(m^2)	I22(m^4)	I33(m^4)	적용절점
①	3.000	1.000	3.000	2.250000	0.250000	38
②	3.000	1.267	3.801	2.850750	0.508475	37
③	3.000	1.349	4.047	3.035250	0.613728	36
④	3.000	1.627	4.881	3.660750	1.076720	35
⑤	3.000	2.038	6.114	4.585500	2.116180	1
⑥	3.000	2.130	6.390	4.792500	2.415899	34
⑦	3.000	2.142	6.426	4.819500	2.456962	29~33
⑧	3.000	2.285	6.855	5.141250	2.982625	24~28
⑨	3.000	2.305	6.915	5.186250	3.061631	2

⑩	3.000	2.308	6.924	5.193000	3.073601	3
⑪	3.000	2.427	7.281	5.460750	3.573957	21~23
⑫	3.000	2.545	7.635	5.726250	4.121007	19, 20
⑬	3.000	2.611	7.833	5.874750	4.450006	16~18
⑭	3.000	2.665	7.995	5.996250	4.731857	4
⑮	3.000	2.753	8.259	6.194250	5.216253	11~15
16	3.000	2.875	8.625	6.468750	5.940918	5
17	3.000	2.883	8.649	6.486750	5.990650	6
18	3.000	2.896	8.688	6.516000	6.072055	7~10
19	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥상단
20	2.300	0.000	4.155	1.373666	1.373666	기둥하단

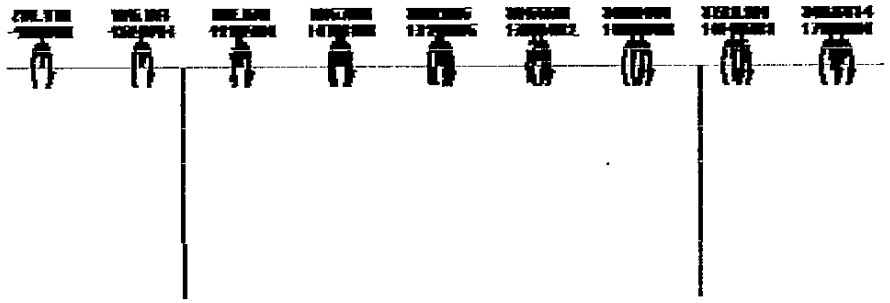
6.4 하중재하도

1) 연직하중

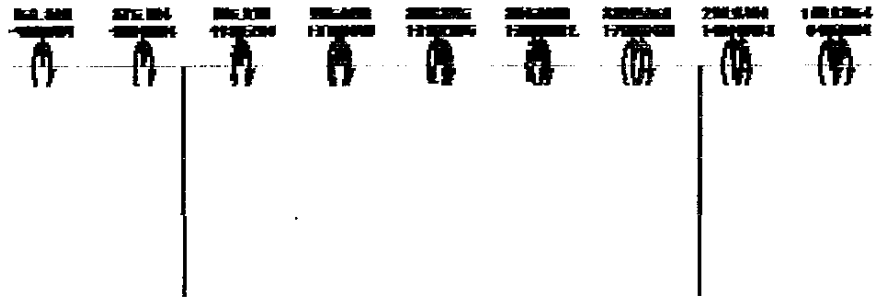
① 고정하중 (D)



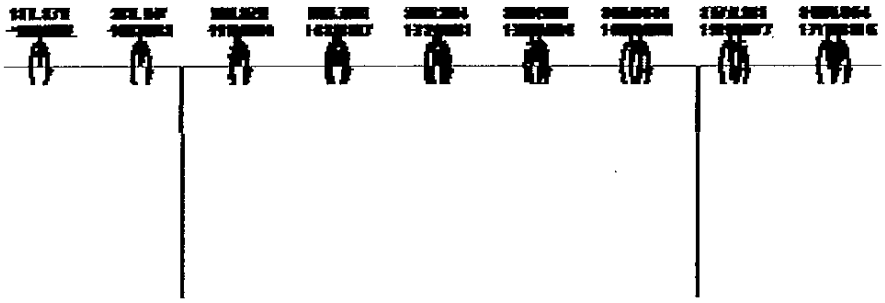
② 활하중 : 만재하시 (L1)



③ 활하중 : 좌측 편재하시 (L2)



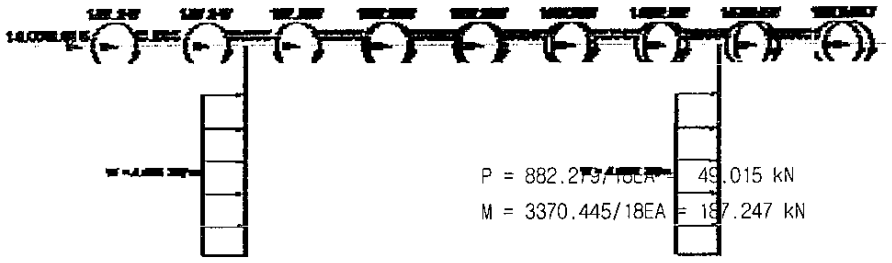
④ 활하중 : 우측 편재하시 (L3)



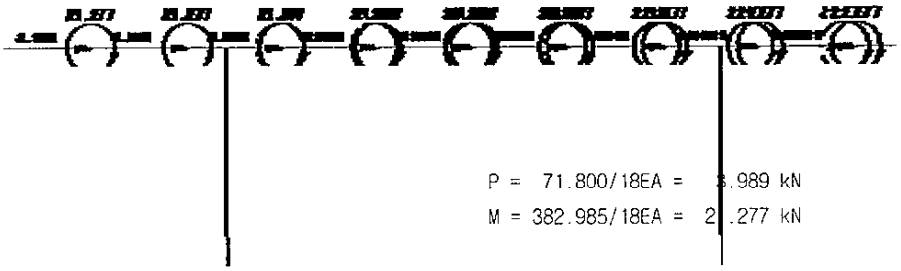
2) 수평하중

① 교축직각 방향

㉮ 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-TR)



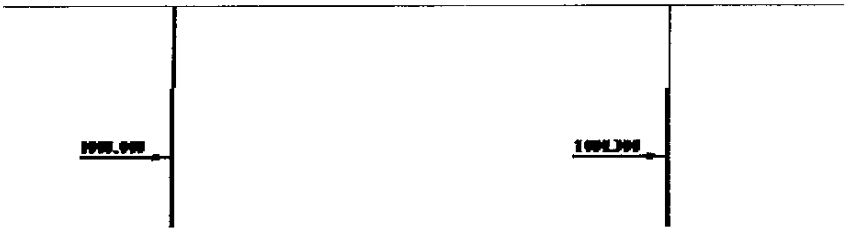
㉯ 풍하중 : 활하중에 재하되는 풍하중 (WL)



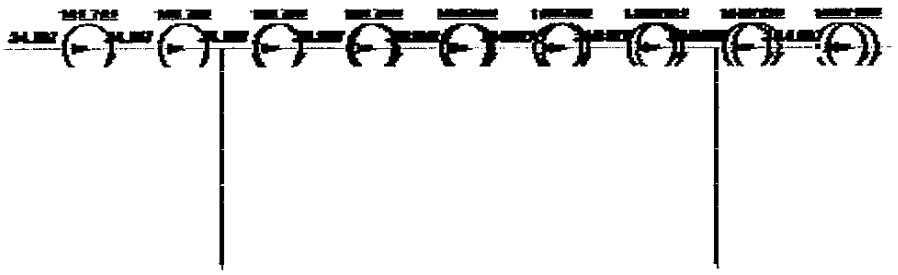
㈐ 온도하중 (G-TR) : 온도변화범위 ΔTx = 10℃



㈑ 교각 충돌하중 (CO-TR)

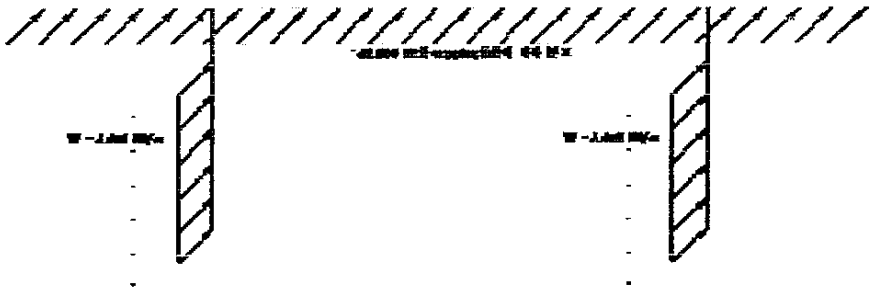


㈒ 원심하중 (CF) : 둘 중에 큰 값을 적용한다.

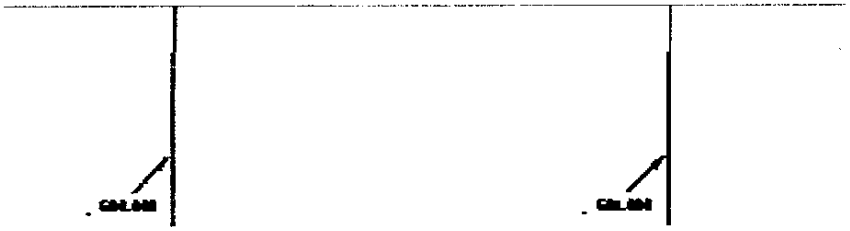


(2) 교축 방향

가. 풍하중 : 구조물에 재하되는 풍하중 (W-LO)



다. 교각 충돌하중 (CO-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	-15530.290	2679.113	716.688	-16039.252	-832.685	716.688	
L1	-2952.806	890.191	252.049	-2952.806	-344.858	252.049	
L2	-3312.223	771.782	257.330	-3312.223	-489.144	257.330	
L3	-2587.524	988.692	238.259	-2587.524	-178.786	238.259	
W-TR	402.866	-819.553	-493.347	402.866	1639.286	-510.252	
WL	38.967	-60.962	-39.660	38.967	133.374	-39.660	
G-TR	-13.889	827.622	682.516	-13.889	-2516.735	682.516	
E-TR	0.000	3551.250	2819.230	0.000	10839.360	2798.990	
CO-TR	46.862	-378.377	-7.579	46.862	1700.426	-1007.579	
CF	250.499	-375.136	-247.062	250.499	835.477	-247.062	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-15530.290	-9.887	-0.611	-16039.252	-6.891	-0.611	
L1	-2952.806	60.662	2.004	-2952.806	50.840	2.004	
L2	-3312.223	-3.591	-0.179	-3312.223	-2.715	-0.179	
L3	-2587.524	-4.374	-0.185	-2587.524	-3.465	-0.185	
W-LO	0.000	-125.125	101.541	0.000	-664.095	118.446	
WL	38.967	0.000	0.000	38.967	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	3517.650	2777.850	0.000	15259.820	2857.840	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	-1020.832	500.000	
CF	250.499	0.000	0.000	250.499	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	-14634.706	-1967.495	-716.688	-15143.668	1544.304	-716.688	
L1	-2868.914	-743.954	-252.049	-2868.914	491.095	-252.049	
L2	-2508.268	-896.601	-257.330	-2508.268	364.324	-257.330	
L3	-3232.759	-556.047	-238.259	-3232.759	611.431	-238.259	
W-TR	-402.866	-542.707	-406.935	-402.866	1492.706	-423.839	
WL	-38.967	-36.746	-32.140	-38.967	120.741	-32.140	
G-TR	13.889	-617.891	-682.516	13.889	2726.466	-682.516	
E-TR	0.000	2863.290	2570.300	0.000	10313.120	2544.130	
CO-TR	-46.862	-329.237	7.579	-46.862	1675.288	-992.421	
CF	-250.499	-221.831	-199.459	-250.499	755.525	-199.459	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-14634.706	22.948	0.611	-15143.668	19.952	0.611	
L1	-2868.914	-47.000	-2.004	-2868.914	-37.178	-2.004	
L2	-2508.268	6.017	0.179	-2508.268	5.141	0.179	
L3	-3232.759	5.587	0.185	-3232.759	4.678	0.185	
W-LO	0.000	-145.833	79.079	0.000	-574.739	95.984	
WL	-38.967	0.000	0.000	-38.967	0.000	0.000	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
E-LO	0.000	3652.990	2594.880	0.000	14604.990	2619.140	
CO-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	-1020.832	500.000	
CF	-250.499	0.000	0.000	-250.499	0.000	0.000	

③ 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
D	-11201.643	6575.480	-9944.917	-4906.075	
L1	-1807.021	1199.174	-1617.486	-824.545	
L2	-2336.742	1458.707	-1164.046	-660.789	
L3	-1281.966	938.640	-2147.028	-1084.188	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	748.988	0.000	-561.741	0.000	
WL	85.108	0.000	-63.831	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	
CF	559.048	0.000	-419.286	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	-13140.173	-8360.422	12561.556	-8360.422	-11331.568	7811.030	
L1	-2510.333	-1753.632	2746.051	-1753.632	-2225.614	1667.203	
L2	-3092.249	-1853.516	2674.726	-1853.516	-1779.358	1567.131	
L3	-1904.346	-1648.884	2815.945	-1648.884	-2704.957	1771.405	
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
W-TR	1898.120	402.866	1991.817	402.866	-1491.642	402.866	
WL	165.858	38.967	181.252	38.967	-130.361	38.967	
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
G-TR	-1837.352	-13.889	-1655.928	-13.889	-1655.928	-13.889	
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	341.995	46.862	341.995	46.862	-270.114	46.862	
CF	1049.558	250.499	1154.484	250.499	-824.840	250.499	

⑤ 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	-93.207	1640.684	-114.551	3114.533	-9850.238	5101.941
L1	0.000	351.366	-4.568	542.339	-1563.250	823.280
L2	0.000	351.366	-4.568	707.419	-2037.690	1082.813
L3	0.000	187.679	-2.440	378.652	-1090.686	659.593
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	187.247	0.000	374.494	0.000	561.741	0.000
WL	21.277	0.000	42.554	0.000	63.831	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
CF	139.762	0.000	279.524	0.000	419.286	0.000

구 분	S4(절점6)		S5(절점13)		S6(절점14)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-10008.502	6535.975	-7971.700	-8231.788	-7465.391	-6834.379
L1	-1588.772	1199.174	-1417.820	-1753.632	-1312.980	-1416.760
L2	-2071.257	1458.707	-1937.509	-1853.516	-1827.382	-1488.198
L3	-1111.133	938.640	-877.091	-1648.884	-780.002	-1312.012
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	748.988	0.000	1834.382	402.866	1991.817	402.866
WL	85.108	0.000	162.858	38.967	181.252	38.967
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

G-TR	0.000	0.000	-1828.699	-13.889	-1827.671	-13.889
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	312.800	46.862	309.333	46.862
CF	559.048	0.000	1033.259	250.499	1154.484	250.499

구 분	S7(절점16)		S8(절점17)		S9(절점19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	6999.431	-4881.004	7405.840	-3492.168	12528.193	-1589.940
L1	1632.794	-1051.687	1714.801	-706.952	2739.193	-371.426
L2	1318.491	-1123.125	1409.790	-787.065	2655.134	-451.539
L3	1952.537	-975.559	2025.713	-630.824	2815.945	-286.524
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	1050.637	402.866	1191.152	402.866	267.295	402.866
WL	93.382	38.967	110.138	38.967	23.944	38.967
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1788.767	-13.889	-1787.155	-13.889	-1748.848	-13.889
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	178.073	46.862	172.637	46.862	43.392	46.862
CF	592.599	250.499	703.303	250.499	152.188	250.499

구 분	S10(절점20)		S11(절점22)		S12(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	12561.556	1169.909	8699.991	3033.173	8083.576	4431.732
L1	2746.051	285.260	1971.569	621.816	1845.962	966.885
L2	2674.726	205.176	2117.672	550.179	2006.536	895.248
L3	2809.304	370.231	1804.126	706.787	1661.355	1043.027
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	390.486	402.866	-703.294	402.866	-597.426	402.866
WL	39.025	38.967	-66.771	38.967	-53.365	38.967
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1746.640	-13.889	-1708.930	-13.889	-1706.125	-13.889
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	35.941	46.862	-91.290	46.862	-100.756	46.862
CF	252.121	250.499	-427.984	250.499	-338.823	250.499

구 분	S13(절점25)		S14(절점26)		S15(절점34)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-4386.765	6273.465	-5928.908	7691.582	-9054.672	-4876.859
L1	-737.555	1330.685	-1063.573	1667.203	-1467.419	-824.545
L2	-385.567	1230.613	-687.067	1567.131	-1043.782	-660.789

L3	-1125.614	1406.827	-1470.287	1771.405	-1949.706	-1084.188
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-1486.636	402.866	-1398.091	402.866	-561.741	0.000
WL	-136.208	38.967	-124.478	38.967	-63.831	0.000
G-LO1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
G-TR	-1669.012	-13.889	-1665.609	-13.889	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	-225.971	46.862	-237.452	46.862	0.000	0.000
CF	-868.394	250.499	-790.004	250.499	-419.286	0.000

구 분	S16(절점36)		S17(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
D	-581.258	-3122.420	-47.721	-1595.829
L1	-63.027	-542.865	0.000	-190.414
L2	-63.027	-379.109	0.000	-190.414
L3	-117.735	-708.145	0.000	-355.694
W-LO	0.000	0.000	0.000	0.000
W-TR	-374.494	0.000	-187.247	0.000
WL	-42.554	0.000	-21.277	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
CF	-279.524	0.000	-139.762	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	-18232.596	3194.168	721.675	-18741.559	-342.066	721.675	
SV002	-18592.013	3075.759	726.955	-19100.976	-486.352	726.955	
SV003	-17867.314	3292.669	707.885	-18376.277	-175.994	707.885	
SV004	-15127.424	1859.561	223.340	-15636.386	806.601	206.435	
SV005	-17992.196	2723.430	435.341	-18501.159	610.951	426.888	
SV006	-18351.613	2605.021	440.622	-18860.576	466.665	432.169	
SV007	-17626.914	2821.931	421.551	-18135.877	777.023	413.098	
SV008	-18246.486	4021.789	1404.191	-18755.448	-2858.801	1404.191	
SV009	-18218.707	2366.546	39.158	-18727.669	2174.669	39.158	
SV010	-18605.903	3903.380	1409.472	-19114.865	-3003.087	1409.472	
SV011	-18578.124	2248.137	44.439	-19087.086	2030.383	44.439	
SV012	-17881.204	4120.291	1390.401	-18390.166	-2692.729	1390.401	
SV013	-17853.425	2465.048	25.368	-18362.387	2340.741	25.368	
SV014	-15141.313	2687.182	905.857	-15650.276	-1710.134	888.952	
SV015	-15113.534	1031.939	-459.176	-15622.497	3323.336	-476.081	
SV016	-18006.086	3551.052	1117.857	-18515.048	-1905.784	1109.405	
SV017	-17978.307	1895.808	-247.175	-18487.269	3127.686	-255.628	
SV018	-18365.503	3432.643	1123.138	-18874.465	-2050.070	1114.685	
SV019	-18337.724	1777.399	-241.895	-18846.686	2983.401	-250.347	
SV020	-17640.804	3649.553	1104.067	-18149.766	-1739.712	1095.615	
SV021	-17613.025	1994.310	-260.965	-18121.987	3293.759	-269.418	
SV022	-15530.290	6230.363	3535.918	-16039.252	10006.675	3515.678	
SV023	-18185.734	2815.790	714.095	-18694.697	1358.359	-285.905	
SV024	-18545.151	2697.381	719.376	-19054.114	1214.074	-280.624	
SV025	-17820.452	2914.292	700.305	-18329.415	1524.432	-299.695	
SV026	-15080.562	1481.183	215.761	-15589.524	2507.027	-801.144	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-17754.119	-2933.280	-1168.195	-18263.082	2790.923	-1168.195	
SV002	-17393.473	-3085.927	-1173.476	-17902.436	2664.152	-1173.476	
SV003	-18117.964	-2745.373	-1154.405	-18626.927	2911.259	-1154.405	
SV004	-15037.572	-2510.202	-1123.622	-15546.534	3037.009	-1140.527	
SV005	-17994.519	-3241.379	-1403.802	-18503.482	3658.017	-1412.255	
SV006	-17633.873	-3394.027	-1409.083	-18142.836	3531.246	-1417.536	
SV007	-18358.364	-3053.472	-1390.013	-18867.327	3778.353	-1398.465	
SV008	-17740.230	-3551.171	-1850.711	-18249.192	5517.389	-1850.711	
SV009	-17768.009	-2315.389	-485.679	-18276.971	64.457	-485.679	
SV010	-17379.584	-3703.819	-1855.992	-17888.546	5390.618	-1855.992	
SV011	-17407.363	-2468.036	-490.960	-17916.325	-62.313	-490.960	
SV012	-18104.075	-3363.264	-1836.922	-18613.037	5637.725	-1836.922	
SV013	-18131.854	-2127.482	-471.889	-18640.816	184.794	-471.889	
SV014	-15023.682	-3128.093	-1806.139	-15532.645	5763.475	-1823.044	
SV015	-15051.461	-1892.311	-441.106	-15560.423	310.544	-458.011	
SV016	-17980.630	-3859.271	-2086.319	-18489.592	6384.482	-2094.771	
SV017	-18008.409	-2623.488	-721.286	-18517.371	931.551	-729.739	
SV018	-17619.984	-4011.918	-2091.600	-18128.946	6257.712	-2100.052	
SV019	-17647.763	-2776.136	-726.567	-18156.725	804.780	-735.020	
SV020	-18344.475	-3671.364	-2072.529	-18853.437	6504.819	-2080.981	
SV021	-18372.254	-2435.581	-707.496	-18881.216	1051.888	-715.949	
SV022	-14634.706	895.795	1853.612	-15143.668	11857.424	1827.442	
SV023	-17800.981	-3262.517	-1160.616	-18309.944	4466.211	-2160.616	
SV024	-17440.335	-3415.164	-1165.897	-17949.297	4339.440	-2165.897	
SV025	-18164.826	-3074.610	-1146.826	-18673.789	4586.547	-2146.826	
SV026	-15084.434	-2839.439	-1116.043	-15593.396	4712.297	-2132.948	

2) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-18232.596	50.775	1.393	-18741.559	43.949	1.393	
SVB02	-18592.013	-13.478	-0.790	-19100.976	-9.606	-0.790	
SVB03	-17867.314	-14.261	-0.797	-18376.277	-10.357	-0.797	
SVB04	-15530.290	-135.011	100.929	-16039.252	-670.987	117.834	
SVB05	-18232.596	-11.787	52.163	-18741.559	-288.099	60.616	
SVB06	-18592.013	-76.040	49.980	-19100.976	-341.654	58.433	
SVB07	-17867.314	-76.823	49.974	-18376.277	-342.404	58.426	
SVB08	-18232.596	50.775	1.393	-18741.559	43.949	1.393	
SVB09	-18232.596	50.775	1.393	-18741.559	43.949	1.393	
SVB10	-18592.013	-13.478	-0.790	-19100.976	-9.606	-0.790	
SVB11	-18592.013	-13.478	-0.790	-19100.976	-9.606	-0.790	
SVB12	-17867.314	-14.261	-0.797	-18376.277	-10.357	-0.797	
SVB13	-17867.314	-14.261	-0.797	-18376.277	-10.357	-0.797	
SVB14	-15530.290	-135.011	100.929	-16039.252	-670.987	117.834	
SVB15	-15530.290	-135.011	100.929	-16039.252	-670.987	117.834	
SVB16	-18232.596	-11.787	52.163	-18741.559	-288.099	60.616	
SVB17	-18232.596	-11.787	52.163	-18741.559	-288.099	60.616	
SVB18	-18592.013	-76.040	49.980	-19100.976	-341.654	58.433	
SVB19	-18592.013	-76.040	49.980	-19100.976	-341.654	58.433	
SVB20	-17867.314	-76.823	49.974	-18376.277	-342.404	58.426	
SVB21	-17867.314	-76.823	49.974	-18376.277	-342.404	58.426	
SVB22	-15530.290	3507.763	2777.239	-16039.252	15252.929	2857.229	
SVB23	-18232.596	50.775	1.393	-18741.559	-976.883	501.393	
SVB24	-18592.013	-13.478	-0.790	-19100.976	-1030.438	499.210	
SVB25	-17867.314	-14.261	-0.797	-18376.277	-1031.189	499.203	
SVB26	-15530.290	-135.011	100.929	-16039.252	-1691.819	617.834	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SVB01	-17754.119	-24.052	-1.393	-18263.082	-17.226	-1.393	
SVB02	-17393.473	28.965	0.790	-17902.436	25.093	0.790	
SVB03	-18117.964	28.535	0.797	-18626.927	24.631	0.797	
SVB04	-14634.706	-122.886	79.690	-15143.668	-554.787	96.595	
SVB05	-17754.119	-96.969	38.146	-18263.082	-304.596	46.599	
SVB06	-17393.473	-43.952	40.330	-17902.436	-262.277	48.782	
SVB07	-18117.964	-44.382	40.336	-18626.927	-262.739	48.789	
SVB08	-17754.119	-24.052	-1.393	-18263.082	-17.226	-1.393	
SVB09	-17754.119	-24.052	-1.393	-18263.082	-17.226	-1.393	
SVB10	-17393.473	28.965	0.790	-17902.436	25.093	0.790	
SVB11	-17393.473	28.965	0.790	-17902.436	25.093	0.790	
SVB12	-18117.964	28.535	0.797	-18626.927	24.631	0.797	
SVB13	-18117.964	28.535	0.797	-18626.927	24.631	0.797	
SVB14	-14634.706	-122.886	79.690	-15143.668	-554.787	96.595	
SVB15	-14634.706	-122.886	79.690	-15143.668	-554.787	96.595	
SVB16	-17754.119	-96.969	38.146	-18263.082	-304.596	46.599	
SVB17	-17754.119	-96.969	38.146	-18263.082	-304.596	46.599	
SVB18	-17393.473	-43.952	40.330	-17902.436	-262.277	48.782	
SVB19	-17393.473	-43.952	40.330	-17902.436	-262.277	48.782	
SVB20	-18117.964	-44.382	40.336	-18626.927	-262.739	48.789	
SVB21	-18117.964	-44.382	40.336	-18626.927	-262.739	48.789	
SVB22	-14634.706	3675.938	2595.491	-15143.668	14624.942	2619.751	
SVB23	-17754.119	-24.052	-1.393	-18263.082	-1038.058	498.607	
SVB24	-17393.473	28.965	0.790	-17902.436	-995.739	500.790	
SVB25	-18117.964	28.535	0.797	-18626.927	-996.201	500.797	
SVB26	-14634.706	-122.886	79.690	-15143.668	-1575.619	596.595	

3) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
SV001	-12449.616	7774.654	-11981.689	-5730.620	
SV002	-12979.337	8034.187	-11528.249	-5566.864	
SV003	-11924.560	7514.120	-12511.231	-5990.263	
SV004	-10452.655	6575.480	-10506.658	-4906.075	
SV005	-11990.015	7774.654	-12326.391	-5730.620	
SV006	-12519.735	8034.187	-11872.950	-5566.864	
SV007	-11464.959	7514.120	-12855.933	-5990.263	
SV008	-12449.616	7774.654	-11981.689	-5730.620	
SV009	-12449.616	7774.654	-11981.689	-5730.620	
SV010	-12979.337	8034.187	-11528.249	-5566.864	
SV011	-12979.337	8034.187	-11528.249	-5566.864	
SV012	-11924.560	7514.120	-12511.231	-5990.263	
SV013	-11924.560	7514.120	-12511.231	-5990.263	
SV014	-10452.655	6575.480	-10506.658	-4906.075	
SV015	-10452.655	6575.480	-10506.658	-4906.075	
SV016	-11990.015	7774.654	-12326.391	-5730.620	
SV017	-11990.015	7774.654	-12326.391	-5730.620	
SV018	-12519.735	8034.187	-11872.950	-5566.864	
SV019	-12519.735	8034.187	-11872.950	-5566.864	
SV020	-11464.959	7514.120	-12855.933	-5990.263	
SV021	-11464.959	7514.120	-12855.933	-5990.263	
SV022	-11201.643	6575.480	-9944.917	-4906.075	
SV023	-12449.616	7774.654	-11981.689	-5730.620	
SV024	-12979.337	8034.187	-11528.249	-5566.864	
SV025	-11924.560	7514.120	-12511.231	-5990.263	
SV026	-10452.655	6575.480	-10506.658	-4906.075	

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	-14600.948	-9863.554	15559.728	1705.668	-14382.022	9728.733	
SV002	-15182.864	-9963.439	15488.403	1625.584	-13935.766	9628.661	
SV003	-13994.961	-9758.806	15622.981	1790.639	-14861.365	9832.935	
SV004	-11242.053	-7957.556	12952.042	1572.775	-12823.210	8213.896	
SV005	-13486.030	-9623.154	15793.996	1946.068	-15258.205	9969.133	
SV006	-14067.946	-9723.039	15722.671	1865.984	-14811.948	9869.061	
SV007	-12880.043	-9518.406	15857.249	2031.039	-15737.547	10073.335	
SV008	-16438.300	-9877.444	13813.088	1691.779	-16037.950	9714.843	
SV009	-12763.596	-9849.665	17306.368	1719.558	-12726.094	9742.622	
SV010	-17020.216	-9977.328	13741.763	1611.695	-15591.694	9614.771	
SV011	-13345.512	-9949.549	17235.042	1639.474	-12279.838	9642.550	
SV012	-15832.313	-9772.696	13876.341	1776.750	-16517.293	9819.045	
SV013	-12157.609	-9744.917	17369.621	1804.529	-13205.437	9846.824	
SV014	-13079.405	-7971.446	11205.402	1558.885	-14479.138	8200.007	
SV015	-9404.701	-7943.667	14698.682	1586.664	-11167.282	8227.786	
SV016	-15323.382	-9637.044	14047.356	1932.179	-16914.133	9955.243	
SV017	-11648.678	-9609.265	17540.636	1959.958	-13602.276	9983.022	
SV018	-15905.297	-9736.928	13976.031	1852.095	-16467.877	9855.171	
SV019	-12230.594	-9709.149	17469.311	1879.874	-13156.020	9882.950	
SV020	-14717.394	-9532.296	14110.609	2017.150	-17393.475	10059.445	
SV021	-11042.691	-9504.517	17603.889	2044.929	-14081.619	10087.224	
SV022	-13140.173	-8360.422	12561.556	-194.651	-11331.568	7811.030	
SV023	-14258.953	-9816.693	15595.668	1752.530	-14652.137	9775.595	
SV024	-14840.868	-9916.577	15524.343	1672.446	-14205.881	9675.523	
SV025	-13652.965	-9711.945	15658.921	1837.501	-15131.479	9879.797	
SV026	-10900.057	-7910.694	12987.983	1619.637	-13093.324	8260.758	

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)
SV001	-93.207	1992.050	160.405	3656.872	-11133.964	5925.221
SV002	-93.207	1992.050	160.405	3821.952	-11608.404	6184.754
SV003	-93.207	1828.363	162.533	3493.185	-10661.400	5761.534
SV004	94.040	1640.684	259.943	3114.533	-9475.744	5101.941
SV005	161.455	1992.050	390.206	3656.872	-10904.164	5925.221
SV006	161.455	1992.050	390.206	3821.952	-11378.604	6184.754
SV007	161.455	1828.363	392.334	3493.185	-10431.599	5761.534
SV008	-93.207	1992.050	160.405	3656.872	-11133.964	5925.221
SV009	-93.207	1992.050	160.405	3656.872	-11133.964	5925.221
SV010	-93.207	1992.050	160.405	3821.952	-11608.404	6184.754
SV011	-93.207	1992.050	160.405	3821.952	-11608.404	6184.754
SV012	-93.207	1828.363	162.533	3493.185	-10661.400	5761.534
SV013	-93.207	1828.363	162.533	3493.185	-10661.400	5761.534
SV014	94.040	1640.684	259.943	3114.533	-9475.744	5101.941
SV015	94.040	1640.684	259.943	3114.533	-9475.744	5101.941
SV016	161.455	1992.050	390.206	3656.872	-10904.164	5925.221
SV017	161.455	1992.050	390.206	3656.872	-10904.164	5925.221
SV018	161.455	1992.050	390.206	3821.952	-11378.604	6184.754
SV019	161.455	1992.050	390.206	3821.952	-11378.604	6184.754
SV020	161.455	1828.363	392.334	3493.185	-10431.599	5761.534
SV021	161.455	1828.363	392.334	3493.185	-10431.599	5761.534
SV022	-93.207	1640.684	-114.551	3114.533	-9850.238	5101.941
SV023	-93.207	1992.050	160.405	3656.872	-11133.964	5925.221
SV024	-93.207	1992.050	160.405	3821.952	-11608.404	6184.754
SV025	-93.207	1828.363	162.533	3493.185	-10661.400	5761.534
SV026	94.040	1640.684	259.943	3114.533	-9475.744	5101.941

구 분	S4(절점6)		S5(절점13)		S6(절점14)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-11177.988	7735.149	-8496.023	-9734.921	-7763.648	-8000.639
SV002	-11660.473	7994.682	-9015.711	-9834.805	-8278.050	-8072.077
SV003	-10700.349	7474.615	-7955.294	-9630.172	-7230.671	-7895.891
SV004	-9446.761	6535.975	-6324.565	-7828.922	-5660.820	-6431.513
SV005	-10833.287	7735.149	-7530.874	-9494.521	-6701.389	-7760.239
SV006	-11315.772	7994.682	-8050.562	-9594.405	-7215.790	-7831.677
SV007	-10355.648	7474.615	-6990.145	-9389.773	-6168.411	-7655.491
SV008	-11177.988	7735.149	-10324.722	-9748.810	-9591.319	-8014.529
SV009	-11177.988	7735.149	-6667.324	-9721.031	-5935.978	-7986.750
SV010	-11660.473	7994.682	-10844.410	-9848.694	-10105.721	-8085.967
SV011	-11660.473	7994.682	-7187.012	-9820.915	-6450.379	-8058.188
SV012	-10700.349	7474.615	-9783.993	-9644.062	-9058.342	-7909.781
SV013	-10700.349	7474.615	-6126.595	-9616.283	-5403.000	-7882.002
SV014	-9446.761	6535.975	-8153.263	-7842.812	-7488.491	-6445.402
SV015	-9446.761	6535.975	-4495.866	-7815.033	-3833.150	-6417.624
SV016	-10833.287	7735.149	-9359.573	-9508.410	-8529.059	-7774.129
SV017	-10833.287	7735.149	-5702.175	-9480.631	-4873.718	-7746.350
SV018	-11315.772	7994.682	-9879.261	-9608.294	-9043.461	-7845.567
SV019	-11315.772	7994.682	-6221.863	-9580.515	-5388.119	-7817.788
SV020	-10355.648	7474.615	-8818.844	-9403.662	-7996.082	-7669.381
SV021	-10355.648	7474.615	-5161.446	-9375.883	-4340.740	-7641.602
SV022	-10008.502	6535.975	-7971.700	-8231.788	-7465.391	-6834.379
SV023	-11177.988	7735.149	-8183.223	-9688.059	-7454.316	-7953.777
SV024	-11660.473	7994.682	-8702.911	-9787.943	-7968.717	-8025.216
SV025	10700.349	7474.615	-7642.493	-9583.311	-6921.338	-7849.029
SV026	-9446.761	6535.975	-6011.764	-7782.060	-5351.488	-6384.651

구 분	S7(절점16)		S8(절점17)		S9(절점19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	9224.824	-5682.191	9823.944	-3948.621	15419.574	-1710.867
SV002	8910.520	-5753.629	9518.933	-4028.734	15335.516	-1790.980
SV003	9544.567	-5606.063	10134.856	-3872.493	15496.327	-1625.965
SV004	8050.068	-4478.138	8596.992	-3089.302	12795.489	-1187.074
SV005	9843.524	-5441.791	10529.658	-3708.221	15577.166	-1470.467
SV006	9529.221	-5513.229	10224.647	-3788.334	15493.107	-1550.580
SV007	10163.268	-5365.663	10840.570	-3632.093	15653.918	-1385.565
SV008	7436.057	-5696.081	8036.788	-3962.510	13670.726	-1724.756
SV009	11013.591	-5668.302	11611.099	-3934.731	17168.423	-1696.977
SV010	7121.754	-5767.519	7731.778	-4042.623	13586.667	-1804.869
SV011	10699.287	-5739.740	11306.089	-4014.844	17084.364	-1777.090
SV012	7755.801	-5619.953	8347.700	-3886.382	13747.478	-1639.854
SV013	11333.334	-5592.174	11922.011	-3858.603	17245.175	-1612.075
SV014	6261.302	-4492.027	6809.837	-3103.192	11046.640	-1200.964
SV015	9838.835	-4464.249	10384.148	-3075.413	14544.337	-1173.185
SV016	8054.758	-5455.681	8742.502	-3722.110	13828.318	-1484.356
SV017	11632.291	-5427.902	12316.813	-3694.331	17326.014	-1456.577
SV018	7740.454	-5527.119	8437.492	-3802.223	13744.259	-1564.469
SV019	11317.987	-5499.340	12011.803	-3774.444	17241.956	-1536.691
SV020	8374.501	-5379.553	9053.415	-3645.982	13905.070	-1399.454
SV021	11952.034	-5351.774	12627.726	-3618.203	17402.767	-1371.675
SV022	6999.431	-4881.004	7405.840	-3492.168	12528.193	-1589.940
SV023	9402.897	-5635.329	9996.580	-3901.759	15462.966	-1664.005
SV024	9088.593	-5706.768	9691.570	-3981.872	15378.907	-1744.118
SV025	9722.640	-5559.201	10307.492	-3825.631	15539.718	-1579.103
SV026	8228.141	-4431.276	8769.629	-3042.440	12838.880	-1140.213

구 분	S10(절점20)		S11(절점22)		S12(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	15559.728	1705.668	10383.338	3905.488	9730.478	5649.116
SV002	15488.403	1625.584	10529.441	3833.851	9891.052	5577.479
SV003	15622.981	1790.639	10215.895	3990.459	9545.870	5725.258
SV004	12952.042	1572.775	8183.944	3436.039	7673.397	4834.598
SV005	15793.996	1946.068	10079.821	4145.888	9493.300	5889.516
SV006	15722.671	1865.984	10225.924	4074.251	9653.874	5817.879
SV007	15857.249	2031.039	9912.378	4230.859	9308.693	5965.658
SV008	13813.088	1691.779	8674.408	3891.599	8024.353	5635.227
SV009	17306.368	1719.558	12092.268	3919.378	11436.602	5663.006
SV010	13741.763	1611.695	8820.511	3819.962	8184.927	5563.590
SV011	17235.042	1639.474	12238.372	3847.741	11597.176	5591.369
SV012	13876.341.	1776.750	8506.965	3976.570	7839.746	5711.369
SV013	17369.621	1804.529	11924.825	4004.349	11251.995	5739.148
SV014	11205.402	1558.885	6475.014	3422.149	5967.273	4820.708
SV015	14698.682	1586.664	9892.874	3449.928	9379.522	4848.487
SV016	14047.356	1932.179	8370.891	4131.999	7787.176	5875.627
SV017	17540.636	1959.958	11788.751	4159.778	11199.425	5903.406
SV018	13976.031	1852.095	8516.994	4060.362	7947.750	5803.990
SV019	17469.311	1879.874	11934.854	4088.141	11359.999	5831.769
SV020	14110.609	2017.150	8203.448	4216.970	7602.568	5951.769
SV021	17603.889	2044.929	11621.308	4244.749	11014.817	5979.548
SV022	12561.556	1169.909	8699.991	3033.173	8083.576	4431.732
SV023	15595.668	1752.530	10292.049	3952.350	9629.722	5695.978
SV024	15524.343	1672.446	10438.152	3880.713	9790.296	5624.341
SV025	15658.921	1837.501	10124.605	4037.321	9445.115	5772.120
SV026	12987.983	1619.637	8092.654	3482.901	7572.642	4881.460

구 분	S13(절점25)		S14(절점26)		S15(절점34)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-5992.715	7854.649	-7782.485	9609.284	-10941.377	-5701.404
SV002	-5640.727	7754.577	-7405.980	9509.212	-10517.740	-5537.648
SV003	-6380.774	7930.792	-8189.199	9713.486	-11423.664	-5961.047
SV004	-5873.402	6676.331	-7326.999	8094.448	-9616.413	-4876.859
SV005	-6872.241	8095.049	-8606.009	9849.684	-11286.078	-5701.404
SV006	-6520.253	7994.977	-8229.503	9749.612	-10862.441	-5537.648
SV007	-7260.300	8171.191	-9012.723	9953.886	-11768.365	-5961.047
SV008	-7661.727	7840.760	-9448.094	9595.395	-10941.377	-5701.404
SV009	-4323.703	7868.539	-6116.876	9623.174	-10941.377	-5701.404
SV010	-7309.739	7740.688	-9071.589	9495.323	-10517.740	-5537.648
SV011	-3971.715	7768.467	-5740.370	9523.102	-10517.740	-5537.648
SV012	-8049.786	7916.902	-9854.808	9699.597	-11423.664	-5961.047
SV013	-4711.762	7944.681	-6523.590	9727.376	-11423.664	-5961.047
SV014	-7542.413	6662.441	-8992.608	8080.558	-9616.413	-4876.859
SV015	-4204.390	6690.220	-5661.390	8108.337	-9616.413	-4876.859
SV016	-8541.253	8081.160	-10271.618	9835.795	-11286.078	-5701.404
SV017	-5203.229	8108.939	-6940.400	9863.574	-11286.078	-5701.404
SV018	-8189.265	7981.088	-9895.112	9735.723	-10862.441	-5537.648
SV019	-4851.241	8008.867	-6563.894	9763.502	-10862.441	-5537.648
SV020	-8929.312	8157.302	-10678.332	9939.997	-11768.365	-5961.047
SV021	-5591.288	8185.081	-7347.114	9967.776	-11768.365	-5961.047
SV022	-4386.765	6273.465	-5928.908	7691.582	-9054.672	-4876.859
SV023	-6218.685	7901.511	-8019.937	9656.146	-10941.377	-5701.404
SV024	-5866.697	7801.439	-7643.431	9556.074	-10517.740	-5537.648
SV025	-6606.744	7977.653	-8426.651	9760.348	-11423.664	-5961.047
SV026	-6099.372	6723.193	-7564.451	8141.310	-9616.413	-4876.859

구 분	S16(절점36)		S17(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
SV001	-923.809	-3665.285	-187.483	-1786.243
SV002	-923.809	-3501.529	-187.483	-1786.243
SV003	-978.517	-3830.565	-187.483	-1951.523
SV004	-955.752	-3122.420	-234.968	-1595.829
SV005	-1153.610	-3665.285	-302.384	-1786.243
SV006	-1153.610	-3501.529	-302.384	-1786.243
SV007	-1208.318	-3830.565	-302.384	-1951.523
SV008	-923.809	-3665.285	-187.483	-1786.243
SV009	-923.809	-3665.285	-187.483	-1786.243
SV010	-923.809	-3501.529	-187.483	-1786.243
SV011	-923.809	-3501.529	-187.483	-1786.243
SV012	-978.517	-3830.565	-187.483	-1951.523
SV013	-978.517	-3830.565	-187.483	-1951.523
SV014	-955.752	-3122.420	-234.968	-1595.829
SV015	-955.752	-3122.420	-234.968	-1595.829
SV016	-1153.610	-3665.285	-302.384	-1786.243
SV017	-1153.610	-3665.285	-302.384	-1786.243
SV018	-1153.610	-3501.529	-302.384	-1786.243
SV019	-1153.610	-3501.529	-302.384	-1786.243
SV020	-1208.318	-3830.565	-302.384	-1951.523
SV021	-1208.318	-3830.565	-302.384	-1951.523
SV022	-581.258	-3122.420	-47.721	-1595.829
SV023	-923.809	-3665.285	-187.483	-1786.243
SV024	-923.809	-3501.529	-187.483	-1786.243
SV025	-978.517	-3830.565	-187.483	-1951.523
SV026	-955.752	-3122.420	-234.968	-1595.829

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	-26212.260	4909.080	1152.418	-26873.911	-737.815	1152.418	
UL002	-26985.007	4654.501	1163.772	-27646.658	-1048.030	1163.772	
UL003	-25426.904	5120.859	1122.770	-26088.555	-380.760	1122.770	
UL004	-19665.651	2417.429	290.343	-20327.302	1048.581	268.366	
UL005	-23389.855	3540.459	565.943	-24051.506	794.237	554.955	
UL006	-23857.097	3386.527	572.808	-24518.748	606.665	561.820	
UL007	-22914.989	3668.511	548.016	-23576.639	1010.130	537.028	
UL008	-23720.431	5228.326	1825.448	-24382.082	-3716.442	1825.448	
UL009	-23684.319	3076.510	50.906	-24345.970	2827.070	50.906	
UL010	-24187.674	5074.394	1832.313	-24849.325	-3904.013	1832.313	
UL011	-24151.561	2922.578	57.771	-24813.212	2639.498	57.771	
UL012	-23245.565	5356.378	1807.521	-23907.216	-3500.548	1807.521	
UL013	-23209.452	3204.562	32.979	-23871.103	3042.964	32.979	
UL014	-18926.642	3358.978	1132.321	-19562.844	-2137.668	1111.190	
UL015	-18891.918	1289.924	-573.970	-19528.121	4154.170	-595.101	
UL016	-22507.607	4438.814	1397.321	-23143.810	-2382.230	1386.756	
UL017	-22472.884	2369.760	-308.969	-23109.086	3909.608	-319.535	
UL018	-22956.879	4290.803	1403.922	-23593.081	-2562.587	1393.357	
UL019	-22922.155	2221.749	-302.368	-23558.358	3729.251	-312.934	
UL020	-22051.005	4561.941	1380.084	-22687.207	-2174.640	1369.518	
UL021	-22016.281	2492.887	-326.207	-22652.484	4117.198	-336.772	
UL022	15530.290	6230.363	3535.918	-16039.252	10006.675	3515.678	
UL023	-23641.455	3660.527	928.324	-24303.106	1765.867	-371.676	
UL024	-24108.697	3506.596	935.189	-24770.348	1578.296	-364.811	
UL025	-23166.588	3788.579	910.397	-23828.239	1981.761	-389.603	
UL026	-18096.674	1777.420	258.913	-18707.429	3008.432	-961.373	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-25518.932	-4445.625	-1732.895	-26180.583	4045.630	-1732.895	
UL002	-24743.543	-4773.817	-1744.249	-25405.194	3773.073	-1744.249	
UL003	-26301.199	-4041.624	-1703.247	-26962.850	4304.354	-1703.247	
UL004	-19548.843	-3263.263	-1460.709	-20210.494	3948.112	-1482.685	
UL005	-23392.875	-4213.793	-1824.943	-24054.526	4755.422	-1835.931	
UL006	-22924.035	-4412.235	-1831.808	-23585.686	4590.620	-1842.796	
UL007	-23865.874	-3969.514	-1807.016	-24527.525	4911.859	-1818.005	
UL008	-23062.299	-4616.522	-2405.925	-23723.950	7172.605	-2405.925	
UL009	-23098.411	-3010.005	-631.383	-23760.062	83.795	-631.383	
UL010	-22593.459	-4814.964	-2412.790	-23255.110	7007.803	-2412.790	
UL011	-22629.572	-3208.447	-638.248	-23291.222	-81.008	-638.248	
UL012	-23535.297	-4372.243	-2387.998	-24196.948	7329.043	-2387.998	
UL013	-23571.410	-2765.726	-613.456	-24233.061	240.232	-613.456	
UL014	-18779.603	-3910.117	-2257.673	-19415.806	7204.344	-2278.804	
UL015	-18814.326	-2365.389	-551.383	-19450.529	388.180	-572.514	
UL016	-22475.787	-4824.088	-2607.898	-23111.990	7980.603	-2618.464	
UL017	-22510.511	-3279.360	-901.608	-23146.714	1164.439	-912.173	
UL018	-22024.980	-5014.898	-2614.499	-22661.183	7822.139	-2625.065	
UL019	-22059.703	-3470.170	-908.209	-22695.906	1005.975	-918.774	
UL020	-22930.594	-4589.205	-2590.661	-23566.797	8131.024	-2601.227	
UL021	-22965.317	-3044.476	-884.370	-23601.520	1314.860	-894.936	
UL022	-14634.706	895.795	1853.612	-15143.668	11857.424	1827.442	
UL023	-23141.276	-4241.272	-1508.800	-23802.927	5806.074	-2808.800	
UL024	-22672.436	-4439.714	-1515.666	23334.087	5641.272	-2815.666	
UL025	-23614.274	-3996.993	-1490.874	-24275.925	5962.511	-2790.874	
UL026	-18101.320	-3407.327	-1339.252	-18712.075	5654.756	-2559.537	

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	-21553.173	4105.346	937.412	-22062.135	-488.010	937.412	
UE002	-22325.920	3850.767	948.766	-22834.882	-798.224	948.766	
UE003	-20767.817	4317.124	907.764	-21276.779	-130.954	907.764	
UE004	-15006.564	1613.695	75.336	-15515.526	1298.387	53.360	
UE005	-18730.768	2736.725	350.937	-19239.731	1044.042	339.948	
UE006	-19198.011	2582.793	357.802	-19706.973	856.471	346.814	
UE007	-18255.902	2864.777	333.010	-18764.864	1259.936	322.022	
UE008	-19061.345	4424.592	1610.442	-19570.307	-3466.636	1610.442	
UE009	-19025.232	2272.776	-164.101	-19534.194	3076.875	-164.101	
UE010	-19528.587	4270.660	1617.307	-20037.549	-3654.208	1617.307	
UE011	-19492.474	2118.844	-157.235	-20001.436	2889.304	-157.235	
UE012	-18586.478	4552.644	1592.515	-19095.440	-3250.742	1592.515	
UE013	-18550.365	2400.828	-182.027	-19059.328	3292.769	-182.027	
UE014	-14267.555	2555.244	917.314	-14751.069	-1887.862	896.183	
UE015	-14232.831	486.190	-788.976	-14716.345	.4403.976	-810.107	
UE016	-17848.520	3635.080	1182.315	-18332.034	-2132.424	1171.749	
UE017	-17813.797	1566.026	-523.976	-18297.311	4159.414	-534.541	
UE018	-18297.792	3487.069	1188.916	-18781.306	-2312.782	1178.350	
UE019	-18263.068	1418.015	-517.374	-18746.582	3979.056	-527.940	
UE020	-17391.918	3758.207	1165.078	-17875.432	-1924.834	1154.512	
UE021	-17357.194	1689.153	-541.213	-17840.708	4367.004	-551.779	
UE022	-15530.290	3862.863	3535.918	-16039.252	2780.435	3515.678	
UE023	-18982.368	2856.793	713.317	-19491.330	2015.673	-586.683	
UE024	-19449.610	2702.862	720.183	-19958.572	1828.101	-579.817	
UE025	-18507.501	2984.845	695.391	-19016.463	2231.567	-604.609	
UE026	-13437.588	973.686	43.907	-13895.654	3258.238	-1176.379	

② 기둥 : 부재번호 39 (교직방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UE001	-21128.521	-3855.376	-1517.889	-21637.483	3582.339	-1517.889	
UE002	-20353.131	-4183.568	-1529.243	-20862.094	3309.782	-1529.243	
UE003	-21910.787	-3451.376	-1488.241	-22419.750	3841.063	-1488.241	
UE004	-15158.431	-2673.014	-1245.703	-15667.394	3484.821	-1267.679	
UE005	-19002.463	-3623.545	-1609.937	-19511.426	4292.131	-1620.925	
UE006	-18533.623	-3821.987	-1616.802	-19042.586	4127.329	-1627.790	
UE007	-19475.462	-3379.266	-1592.010	-19984.424	4448.568	-1602.998	
UE008	-18671.887	-4026.274	-2190.918	-19180.849	6709.314	-2190.918	
UE009	-18708.000	-2419.757	-416.376	-19216.962	-379.496	-416.376	
UE010	-18203.047	-4224.716	-2197.784	-18712.009	6544.512	-2197.784	
UE011	-18239.160	-2618.198	-423.241	-18748.122	-544.299	-423.241	
UE012	-19144.886	-3781.995	-2172.992	-19653.848	6865.751	-2172.992	
UE013	-19180.998	-2175.477	-398.449	-19689.960	-223.059	-398.449	
UE014	-14389.191	-3319.868	-2042.667	-14872.705	6741.052	-2063.798	
UE015	-14423.915	-1775.140	-336.376	-14907.429	-75.111	-357.507	
UE016	-18085.376	-4233.840	-2392.892	-18568.890	7517.312	-2403.458	
UE017	-18120.099	-2689.112	-686.601	-18603.613	701.148	-697.167	
UE018	-17634.568	-4424.649	-2399.493	-18118.082	7358.848	-2410.059	
UE019	-17669.292	-2879.921	-693.202	-18152.806	542.684	-703.768	
UE020	-18540.182	-3998.956	-2375.655	-19023.696	7667.733	-2386.220	
UE021	-18574.905	-2454.228	-669.364	-19058.420	851.569	-679.930	
UE022	-14634.706	-1013.065	1853.612	-15143.668	4982.011	1827.442	
UE023	-18750.864	-3651.023	-1293.794	-19259.826	5342.783	-2593.794	
UE024	-18282.024	-3849.465	-1300.659	-18790.986	5177.981	-2600.659	
UE025	-19223.862	-3406.744	-1275.867	-19732.825	5499.220	-2575.867	
UE026	-13710.909	-2817.078	-1124.245	-14168.975	5191.465	-2344.531	

3) 교축방향 (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-26212.260	117.570	3.515	-26873.911	100.348	3.515	
ULB02	-26985.007	-20.574	-1.179	-27646.658	-14.795	-1.179	
ULB03	-25426.904	-22.257	-1.193	-26088.555	-16.409	-1.193	
ULB04	-20189.377	-175.515	131.208	-20851.027	-872.283	153.185	
ULB05	-23702.375	-15.323	67.812	-24364.026	-374.528	78.801	
ULB06	-24169.617	-98.852	64.974	-24831.268	-444.150	75.962	
ULB07	-23227.509	-99.870	64.966	-23889.159	-445.126	75.954	
ULB08	-23702.375	66.008	1.811	-24364.026	57.134	1.811	
ULB09	-23702.375	66.008	1.811	-24364.026	57.134	1.811	
ULB10	-24169.617	-17.521	-1.027	-24831.268	-12.488	-1.027	
ULB11	-24169.617	-17.521	-1.027	-24831.268	-12.488	-1.027	
ULB12	-23227.509	-18.539	-1.036	-23889.159	-13.464	-1.036	
ULB13	-23227.509	-18.539	-1.036	-23889.159	-13.464	-1.036	
ULB14	-19412.862	-168.764	126.162	-20049.065	-838.733	147.293	
ULB15	-19412.862	-168.764	126.162	-20049.065	-838.733	147.293	
ULB16	-22790.745	-14.734	65.204	-23426.948	-360.123	75.770	
ULB17	-22790.745	-14.734	65.204	-23426.948	-360.123	75.770	
ULB18	-23240.017	-95.050	62.475	-23876.220	-427.067	73.041	
ULB19	-23240.017	-95.050	62.475	-23876.220	-427.067	73.041	
ULB20	-22334.143	-96.029	62.467	-22970.346	-428.006	73.033	
ULB21	-22334.143	-96.029	62.467	-22970.346	-428.006	73.033	
ULB22	-15530.290	3507.763	2777.239	-16039.252	15252.929	2857.229	
ULB23	-23702.375	66.008	1.811	-24364.026	-1269.948	651.811	
ULB24	-24169.617	-17.521	-1.027	-24831.268	-1339.569	648.973	
ULB25	-23227.509	-18.539	-1.036	-23889.159	-1340.545	648.964	
ULB26	-18636.348	-162.014	121.115	-19247.102	-2030.182	741.401	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-25518.932	-71.218	-3.515	-26180.583	-53.995	-3.515	
ULB02	-24743.543	42.769	1.179	-25405.194	36.991	1.179	
ULB03	-26301.199	41.844	1.193	-26962.850	35.997	1.193	
ULB04	-19025.118	-159.751	103.597	-19686.769	-721.223	125.573	
ULB05	-23080.355	-126.059	49.590	-23742.006	-395.974	60.578	
ULB06	-22611.515	-57.137	52.428	-23273.166	-340.960	63.417	
ULB07	-23553.354	-57.696	52.437	-24215.005	-341.561	63.425	
ULB08	-23080.355	-31.268	-1.811	-23742.006	-22.394	-1.811	
ULB09	-23080.355	-31.268	-1.811	-23742.006	-22.394	-1.811	
ULB10	-22611.515	37.654	1.027	-23273.166	32.621	1.027	
ULB11	-22611.515	37.654	1.027	-23273.166	32.621	1.027	
ULB12	-23553.354	37.095	1.036	-24215.005	32.020	1.036	
ULB13	-23553.354	37.095	1.036	-24215.005	32.020	1.036	
ULB14	-18293.383	-153.607	99.613	-18929.585	-693.484	120.744	
ULB15	-18293.383	-153.607	99.613	-18929.585	-693.484	120.744	
ULB16	-22192.649	-121.211	47.683	-22828.852	-380.745	58.248	
ULB17	-22192.649	-121.211	47.683	-22828.852	-380.745	58.248	
ULB18	-21741.842	-54.940	50.412	-22378.044	-327.846	60.978	
ULB19	-21741.842	-54.940	50.412	-22378.044	-327.846	60.978	
ULB20	-22647.456	-55.477	50.420	-23283.658	-328.424	60.986	
ULB21	-22647.456	-55.477	50.420	-23283.658	-328.424	60.986	
ULB22	-14634.706	3675.938	2595.491	-15143.668	14624.942	2619.751	
ULB23	-23080.355	-31.268	-1.811	-23742.006	-1349.475	648.189	
ULB24	-22611.515	37.654	1.027	-23273.166	-1294.461	651.027	
ULB25	-23553.354	37.095	1.036	-24215.005	-1295.062	651.036	
ULB26	-17561.647	-147.463	95.628	-18172.402	-1890.743	715.914	

4) 교축방향(편심최대) (교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-21553.173	120.536	3.698	-22062.135	102.415	3.698	
UEB02	-22325.920	-17.608	-0.996	-22834.882	-12.728	-0.996	
UEB03	-20767.817	-19.291	-1.010	-21276.779	-14.342	-1.010	
UEB04	-15530.290	-172.549	131.392	-16039.252	-870.215	153.368	
UEB05	-19043.288	-12.357	67.996	-19552.251	-372.461	78.984	
UEB06	-19510.530	-95.886	65.158	-20019.493	-442.082	76.146	
UEB07	-18568.422	-96.904	65.149	-19077.384	-443.058	76.137	
UEB08	-19043.288	68.974	1.994	-19552.251	59.201	1.994	
UEB09	-19043.288	68.974	1.994	-19552.251	59.201	1.994	
UEB10	-19510.530	-14.555	-0.844	-20019.493	-10.420	-0.844	
UEB11	-19510.530	-14.555	-0.844	-20019.493	-10.420	-0.844	
UEB12	-18568.422	-15.573	-0.852	-19077.384	-11.396	-0.852	
UEB13	-18568.422	-15.573	-0.852	-19077.384	-11.396	-0.852	
UEB14	-14753.775	-165.798	126.345	-15237.289	-836.666	147.476	
UEB15	-14753.775	-165.798	126.345	-15237.289	-836.666	147.476	
UEB16	-18131.658	-11.768	65.388	-18615.173	-358.056	75.953	
UEB17	-18131.658	-11.768	65.388	-18615.173	-358.056	75.953	
UEB18	-18580.930	-92.084	62.659	-19064.444	-425.000	73.224	
UEB19	-18580.930	-92.084	62.659	-19064.444	-425.000	73.224	
UEB20	-17675.056	-93.063	62.650	-18158.570	-425.938	73.216	
UEB21	-17675.056	-93.063	62.650	-18158.570	-425.938	73.216	
UEB22	-15530.290	1162.663	2777.239	-16039.252	5079.715	2857.229	
UEB23	-19043.288	68.974	1.994	-19552.251	-1267.880	651.994	
UEB24	-19510.530	-14.555	-0.844	-20019.493	-1337.502	649.156	
UEB25	-18568.422	-15.573	-0.852	-19077.384	-1338.478	649.148	
UEB26	-13977.261	-159.048	121.299	-14435.327	-2028.115	741.585	

(교축방향)

하중	기둥상단			기둥하단			비고
	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	P(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UEB01	-21128.521	-78.102	-3.698	-21637.483	-59.981	-3.698	
UEB02	-20353.131	35.885	0.996	-20862.094	31.005	0.996	
UEB03	-21910.787	34.960	1.010	-22419.750	30.011	1.010	
UEB04	-14634.706	-166.636	103.414	-15143.668	-727.209	125.390	
UEB05	-18689.943	-132.944	49.407	-19198.906	-401.960	60.395	
UEB06	-18221.103	-64.022	52.245	-18730.066	-346.945	63.233	
UEB07	-19162.942	-64.581	52.254	-19671.904	-347.546	63.242	
UEB08	-18689.943	-38.152	-1.994	-19198.906	-28.379	-1.994	
UEB09	-18689.943	-38.152	-1.994	-19198.906	-28.379	-1.994	
UEB10	-18221.103	30.770	0.844	-18730.066	26.635	0.844	
UEB11	-18221.103	30.770	0.844	-18730.066	26.635	0.844	
UEB12	-19162.942	30.211	0.852	-19671.904	26.034	0.852	
UEB13	-19162.942	30.211	0.852	-19671.904	26.034	0.852	
UEB14	-13902.971	-160.491	99.429	-14386.485	-699.469	120.560	
UEB15	-13902.971	-160.491	99.429	-14386.485	-699.469	120.560	
UEB16	-17802.237	-128.095	47.499	-18285.752	-386.730	58.065	
UEB17	-17802.237	-128.095	47.499	-18285.752	-386.730	58.065	
UEB18	-17351.430	-61.824	50.229	-17834.944	-333.831	60.794	
UEB19	-17351.430	-61.824	50.229	-17834.944	-333.831	60.794	
UEB20	-18257.044	-62.362	50.237	-18740.558	-334.409	60.802	
UEB21	-18257.044	-62.362	50.237	-18740.558	-334.409	60.802	
UEB22	-14634.706	1240.611	2595.491	-15143.668	4888.282	2619.751	
UEB23	-18689.943	-38.152	-1.994	-19198.906	-1355.461	648.006	
UEB24	-18221.103	30.770	0.844	-18730.066	-1300.446	650.844	
UEB25	-19162.942	30.211	0.852	-19671.904	-1301.047	650.852	
UEB26	-13171.235	-154.347	95.445	-13629.301	-1896.728	715.731	

5) 두부보

① 두부보 : 내민보

하중	좌측 (부재8, 절점8)		우측 (부재31, 절점32)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
UL001	-17720.469	11126.349	-16951.059	-8150.669	
UL002	-18859.368	11684.344	-15976.162	-7798.593	
UL003	-16591.599	10566.200	-18089.575	-8708.901	
UL004	-13588.451	8548.124	-13658.656	-6377.897	
UL005	-15587.019	10107.051	-16024.308	-7449.806	
UL006	-16275.656	10444.444	-15434.835	-7236.923	
UL007	-14904.446	9768.356	-16712.712	-7787.341	
UL008	-16184.501	10107.051	-15576.196	-7449.806	
UL009	-16184.501	10107.051	-15576.196	-7449.806	
UL010	-16873.138	10444.444	-14986.724	-7236.923	
UL011	-16873.138	10444.444	-14986.724	-7236.923	
UL012	-15501.928	9768.356	-16264.601	-7787.341	
UL013	-15501.928	9768.356	-16264.601	-7787.341	
UL014	-13065.819	8219.350	-13133.323	-6132.593	
UL015	-13065.819	8219.350	-13133.323	-6132.593	
UL016	-14987.518	9718.318	-15407.988	-7163.275	
UL017	-14987.518	9718.318	-15407.988	-7163.275	
UL018	-15649.669	10042.734	-14841.188	-6958.580	
UL019	-15649.669	10042.734	-14841.188	-6958.580	
UL020	-14331.198	9392.650	-16069.916	-7487.828	
UL021	-14331.198	9392.650	-16069.916	-7487.828	
UL022	-11201.643	6575.480	-9944.917	-4906.075	
UL023	-16184.501	10107.051	-15576.196	-7449.806	
UL024	-16873.138	10444.444	-14986.724	-7236.923	
UL025	-15501.928	9768.356	-16264.601	-7787.341	
UL026	-12543.186	7890.576	-12607.990	-5887.290	

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	-21115.015	-14313.208	22561.789	2459.840	-20588.401	14064.475	
UL002	-22366.135	-14527.958	22408.440	2287.659	-19628.950	13849.320	
UL003	-19812.143	-14087.999	22697.783	2642.528	-21618.987	14288.510	
UL004	-14614.669	-10344.823	16837.655	2044.607	-16670.173	10678.065	
UL005	-17531.839	-12510.101	20532.195	2529.889	-19835.666	12959.873	
UL006	-18288.329	-12639.950	20439.472	2425.779	-19255.533	12829.779	
UL007	-16744.055	-12373.928	20614.424	2640.351	-20458.811	13095.335	
UL008	-21369.790	-12840.677	17957.014	2199.313	-20849.336	12629.296	
UL009	-16592.675	-12804.565	22498.278	2235.425	-16543.922	12665.409	
UL010	-22126.280	-12970.526	17864.291	2095.203	-20269.203	12499.203	
UL011	-17349.166	-12934.414	22405.555	2131.316	-15963.790	12535.315	
UL012	-20582.007	-12704.505	18039.243	2309.775	-21472.481	12764.759	
UL013	-15804.892	-12668.392	22580.507	2345.887	-17167.068	12800.871	
UL014	-16349.256	-9964.307	14006.753	1948.607	-18098.922	10250.008	
UL015	-11755.876	-9929.583	18373.353	1983.330	-13959.102	10284.732	
UL016	-19154.227	-12046.305	17559.195	2415.224	-21142.666	12444.054	
UL017	-14560.847	-12011.581	21925.795	2449.947	-17002.846	12478.778	
UL018	-19881.622	-12171.160	17470.039	2315.118	-20584.846	12318.964	
UL019	-15288.242	-12136.436	21836.639	2349.842	-16445.025	12353.688	
UL020	-18396.743	-11915.370	17638.262	2521.437	-21741.844	12574.307	
UL021	-13803.363	-11880.646	22004.861	2556.161	-17602.024	12609.030	
UL022	-13140.173	-8360.422	12561.556	-194.651	-11331.568	7811.030	
UL023	-18536.638	-12761.700	20274.369	2278.289	-19047.778	12708.273	
UL024	-19293.129	-12891.550	20181.646	2174.180	-18467.645	12578.179	
UL025	-17748.855	-12625.528	20356.598	2388.752	-19670.923	12843.736	
UL026	-13080.069	-9492.833	15585.579	1943.564	-15711.989	9912.910	

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)
UL001	-121.170	2888.327	204.644	5214.922	-15802.916	8402.575
UL002	-121.170	2888.327	204.644	5569.844	-16822.962	8960.571
UL003	-121.170	2536.400	209.219	4862.995	-14786.903	8050.648
UL004	122.252	2132.890	337.926	4048.893	-12318.468	6632.523
UL005	209.892	2589.665	507.268	4753.934	-14175.413	7702.787
UL006	209.892	2589.665	507.268	4968.538	-14792.185	8040.180
UL007	209.892	2376.872	510.034	4541.141	-13561.079	7489.994
UL008	-121.170	2589.665	208.527	4753.934	-14474.154	7702.787
UL009	-121.170	2589.665	208.527	4753.934	-14474.154	7702.787
UL010	-121.170	2589.665	208.527	4968.538	-15090.926	8040.180
UL011	-121.170	2589.665	208.527	4968.538	-15090.926	8040.180
UL012	-121.170	2376.872	211.293	4541.141	-13859.820	7489.994
UL013	-121.170	2376.872	211.293	4541.141	-13859.820	7489.994
UL014	117.550	2050.855	324.929	3893.167	-11844.680	6377.426
UL015	117.550	2050.855	324.929	3893.167	-11844.680	6377.426
UL016	201.819	2490.063	487.758	4571.090	-13630.205	7406.526
UL017	201.819	2490.063	487.758	4571.090	-13630.205	7406.526
UL018	201.819	2490.063	487.758	4777.440	-14223.254	7730.943
UL019	201.819	2490.063	487.758	4777.440	-14223.254	7730.943
UL020	201.819	2285.454	490.418	4366.482	-13039.499	7201.918
UL021	201.819	2285.454	490.418	4366.482	-13039.499	7201.918
UL022	-93.207	1640.684	-114.551	3114.533	-9850.238	5101.941
UL023	-121.170	2589.665	208.527	4753.934	-14474.154	7702.787
UL024	121.170	2589.665	208.527	4968.538	-15090.926	8040.180
UL025	-121.170	2376.872	211.293	4541.141	-13859.820	7489.994
UL026	112.848	1968.821	311.932	3737.440	-11370.893	6122.329

구 분	S4(절점6)		S5(절점13)		S6(절점14)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-15881.840	11074.991	-12249.977	-14145.984	-11208.776	-11605.077
UL002	-16919.184	11632.987	-13367.307	-14360.734	-12314.740	-11758.669
UL003	-14854.917	10514.843	-11087.410	-13920.775	-10062.874	-11379.869
UL004	-12280.790	8496.767	-8221.934	-10177.599	-7359.067	-8360.967
UL005	-14083.273	10055.693	-9790.136	-12342.877	-8711.805	-10088.311
UL006	-14710.504	10393.086	-10465.731	-12472.726	-9380.527	-10181.181
UL007	-13462.343	9716.999	-9087.188	-12206.704	-8018.934	-9952.139
UL008	-14531.384	10055.693	-13422.138	-12673.453	-12468.715	-10418.887
UL009	-14531.384	10055.693	-8667.522	-12637.340	-7716.771	-10382.775
UL010	-15158.615	10393.086	-14097.733	-12803.302	-13137.437	-10511.757
UL011	-15158.615	10393.086	-9343.116	-12767.190	-8385.493	-10475.644
UL012	-13910.454	9716.999	-12719.190	-12537.281	-11775.844	-10282.715
UL013	-13910.454	9716.999	-7964.574	-12501.168	-7023.900	-10246.602
UL014	-11808.452	8169.969	-10191.579	-9803.514	-9360.614	-8056.753
UL015	-11808.452	8169.969	-5619.833	-9768.791	-4791.437	-8022.029
UL016	-13541.608	9668.936	-11699.466	-11885.512	-10661.324	-9717.661
UL017	-13541.608	9668.936	-7127.719	-11850.789	-6092.147	-9682.937
UL018	-14144.715	9993.352	-12349.076	-12010.368	-11304.326	-9806.959
UL019	-14144.715	9993.352	-7777.329	-11975.644	-6735.149	-9772.235
UL020	-12944.560	9343.269	-11023.554	-11754.577	-9995.102	-9586.726
UL021	-12944.560	9343.269	-6451.808	-11719.854	-5425.925	-9552.002
UL022	-10008.502	6535.975	-7971.700	-8231.788	-7465.391	-6834.379
UL023	-14531.384	10055.693	-10638.189	-12594.476	-9690.610	-10339.911
UL024	-15158.615	10393.086	-11313.784	-12724.326	-10359.333	-10432.780
UL025	-13910.454	9716.999	-9935.241	-12458.304	-8997.739	-10203.738
UL026	-11336.114	7843.170	-7214.117	-9338.472	-6421.785	-7661.581

구 분	S7(절점16)		S8(절점17)		S9(절점19)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	13380.146	-8280.782	14228.707	-5734.116	22373.760	-2539.839
UL002	12704.394	-8434.374	13572.935	-5906.359	22193.034	-2712.082
UL003	14067.594	-8117.107	14897.169	-5570.441	22538.778	-2357.299
UL004	10465.089	-5821.579	11176.090	-4016.093	16634.135	-1543.197
UL005	12796.582	-7074.329	13688.555	-4820.687	20250.316	-1911.607
UL006	12387.987	-7167.198	13292.042	-4924.834	20141.040	-2015.754
UL007	13212.248	-6975.362	14092.741	-4721.720	20350.094	-1801.234
UL008	9666.875	-7404.905	10447.825	-5151.263	17771.944	-2242.183
UL009	14317.668	-7368.793	15094.429	-5115.151	22318.950	-2206.071
UL010	9258.280	-7497.775	10051.311	-5255.410	17662.668	-2346.330
UL011	13909.073	-7461.662	14697.915	-5219.298	22209.673	-2310.218
UL012	10082.541	-7305.939	10852.011	-5052.297	17871.722	-2131.810
UL013	14733.334	-7269.826	15498.615	-5016.184	22418.728	-2095.698
UL014	7826.627	-5615.034	8512.296	-3878.990	13808.300	-1501.205
UL015	12298.544	-5580.311	12980.184	-3844.266	18180.421	-1466.481
UL016	10068.447	-6819.601	10928.128	-4652.638	17285.397	-1855.445
UL017	14540.364	-6784.877	15396.017	-4617.914	21657.518	-1820.722
UL018	9675.568	-6908.899	10546.865	-4752.779	17180.324	-1955.587
UL019	14147.484	-6874.175	15014.754	-4718.055	21552.445	-1920.863
UL020	10468.126	-6724.441	11316.768	-4557.478	17381.338	-1749.318
UL021	14940.043	-6689.717	15784.657	-4522.754	21753.459	-1714.594
UL022	6999.431	-4881.004	7405.840	-3492.168	12528.193	-1589.940
UL023	12223.766	-7325.928	12995.554	-5072.286	20101.856	-2163.206
UL024	11815.171	-7418.798	12599.041	-5176.433	19992.580	-2267.353
UL025	12639.432	-7226.962	13399.740	-4973.320	20201.634	-2052.834
UL026	9873.769	-5317.531	10523.554	-3650.929	15406.656	-1368.255

구 분	S10(절점20)		S11(절점22)		S12(절점23)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	22561.789	2459.840	15174.173	5605.679	14218.689	8165.704
UL002	22408.440	2287.659	15488.295	5451.659	14563.923	8011.684
UL003	22697.783	2642.528	14814.170	5788.366	13821.783	8329.409
UL004	16837.655	2044.607	10639.127	4466.850	9975.417	6284.977
UL005	20532.195	2529.889	13103.767	5389.655	12341.290	7656.371
UL006	20439.472	2425.779	13293.701	5296.526	12550.036	7563.243
UL007	20614.424	2640.351	12886.091	5500.117	12101.301	7755.356
UL008	17957.014	2199.313	11276.730	5059.078	10431.659	7325.795
UL009	22498.278	2235.425	15719.949	5095.191	14867.583	7361.907
UL010	17864.291	2095.203	11466.665	4965.950	10640.405	7232.667
UL011	22405.555	2131.316	15909.883	5002.063	15076.329	7268.779
UL012	18039.243	2309.775	11059.054	5169.541	10191.670	7424.780
UL013	22580.507	2345.887	15502.273	5205.653	14627.593	7460.892
UL014	14006.753	1948.607	8093.767	4277.686	7459.091	6025.885
UL015	18373.353	1983.330	12366.093	4312.410	11724.402	6060.609
UL016	17559.195	2415.224	10463.614	5164.999	9733.970	7344.534
UL017	21925.795	2449.947	14735.939	5199.722	13999.281	7379.257
UL018	17470.039	2315.118	10646.243	5075.452	9934.687	7254.987
UL019	21836.639	2349.842	14918.568	5110.176	14199.998	7289.711
UL020	17638.262	2521.437	10254.310	5271.212	9503.211	7439.711
UL021	22004.861	2556.161	14526.635	5305.936	13768.522	7474.435
UL022	12561.556	1169.909	8699.991	3033.173	8083.576	4431.732
UL023	20274.369	2278.289	13379.663	5138.055	12518.639	7404.772
UL024	20181.646	2174.180	13569.597	5044.927	12727.385	7311.643
UL025	20356.598	2388.752	13161.987	5248.518	12278.649	7503.756
UL026	15585.579	1943.564	9711.185	4179.481	9087.170	5857.751

구 분	S13(절점25)		S14(절점26)		S15(절점34)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-8417.451	11342.127	-11021.268	13909.192	-15471.096	-8112.689
UL002	-7660.677	11126.972	-10211.781	13694.037	-14560.277	-7760.613
UL003	-9251.778	11505.832	-11895.703	14133.227	-16508.013	-8670.921
UL004	-7635.422	8679.230	-9525.099	10522.782	-12501.337	-6339.917
UL005	-8933.913	10523.564	-11187.812	12804.590	-14671.902	-7411.826
UL006	-8476.329	10393.471	-10698.354	12674.496	-14121.174	-7198.943
UL007	-9438.390	10622.549	-11716.540	12940.052	-15298.875	-7749.361
UL008	-9960.245	10192.988	-12282.523	12474.013	-14223.790	-7411.826
UL009	-5620.814	10229.101	-7951.939	12510.126	-14223.790	-7411.826
UL010	-9502.660	10062.894	-11793.065	12343.920	-13673.062	-7198.943
UL011	-5163.229	10099.007	-7462.482	12380.032	-13673.062	-7198.943
UL012	-10464.721	10291.973	-12811.250	12609.476	-14850.763	-7749.361
UL013	-6125.290	10328.085	-8480.667	12645.589	-14850.763	-7749.361
UL014	-9428.017	8328.052	-11240.760	10100.698	-12020.516	-6096.074
UL015	-5255.487	8362.775	-7076.737	10135.421	-12020.516	-6096.074
UL016	-10676.566	10101.450	-12839.523	12294.744	-14107.598	-7126.755
UL017	-6504.036	10136.174	-8675.500	12329.467	-14107.598	-7126.755
UL018	-10236.581	9976.360	-12368.891	12169.654	-13578.052	-6922.060
UL019	-6064.051	10011.083	-8204.868	12204.377	-13578.052	-6922.060
UL020	-11161.640	10196.628	-13347.915	12424.996	-14710.456	-7451.309
UL021	-6989.110	10231.351	-9183.892	12459.720	-14710.456	-7451.309
UL022	-4386.765	6273.465	-5928.908	7691.582	-9054.672	-4876.859
UL023	-8084.291	10271.965	-10425.918	12552.990	-14223.790	-7411.826
UL024	-7626.706	10141.871	-9936.461	12422.896	-13673.062	-7198.943
UL025	-8588.768	10370.949	-10954.646	12688.453	-14850.763	-7749.361
UL026	-7319.247	8067.831	-9077.341	9769.572	-11539.696	-5852.231

구 분	S16(절점36)		S17(절점37)	
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)
UL001	-1254.525	-5226.305	-243.728	-2483.967
UL002	-1254.525	-4874.230	-243.728	-2483.967
UL003	-1372.146	-5581.657	-243.728	-2839.319
UL004	-1242.478	-4059.145	-305.459	-2074.577
UL005	-1499.693	-4764.870	-393.099	-2322.115
UL006	-1499.693	-4551.987	-393.099	-2322.115
UL007	-1570.813	-4979.734	-393.099	-2536.979
UL008	-1200.952	-4764.870	-243.728	-2322.115
UL009	-1200.952	-4764.870	-243.728	-2322.115
UL010	-1200.952	-4551.987	-243.728	-2322.115
UL011	-1200.952	-4551.987	-243.728	-2322.115
UL012	-1272.072	-4979.734	-243.728	-2536.979
UL013	-1272.072	-4979.734	-243.728	-2536.979
UL014	-1194.690	-3903.025	-293.710	-1994.786
UL015	-1194.690	-3903.025	-293.710	-1994.786
UL016	-1442.012	-4581.606	-377.979	-2232.803
UL017	-1442.012	-4581.606	-377.979	-2232.803
UL018	-1442.012	-4376.911	-377.979	-2232.803
UL019	-1442.012	-4376.911	-377.979	-2232.803
UL020	-1510.397	-4788.206	-377.979	-2439.403
UL021	-1510.397	-4788.206	-377.979	-2439.403
UL022	-581.258	-3122.420	-47.721	-1595.829
UL023	-1200.952	-4764.870	-243.728	-2322.115
UL024	-1200.952	-4551.987	-243.728	-2322.115
UL025	-1272.072	-4979.734	-243.728	-2536.979
UL026	-1146.903	-3746.904	-281.962	-1914.994

8. 두부보 설계

8.1 내민보의 설계 : 좌측 (절점 8)

1) 내민길이의 산정

: 원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다. [도로교 설계기준 5.4.4.1]

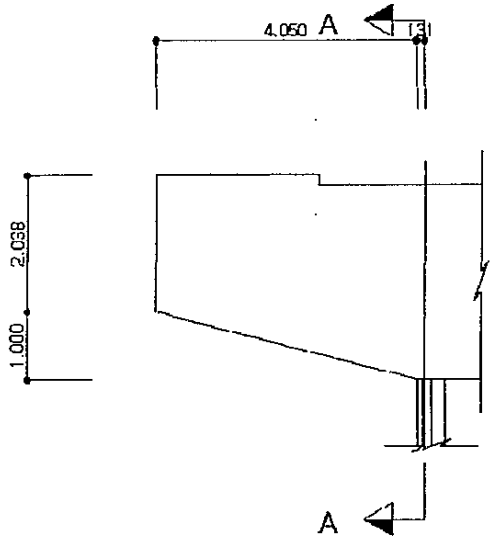
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

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 = 11684.344 kN - "ULO-02"

Mu = 18859.368 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 18859.368 / 11684.344 = 1.614 m

d = 2.000 - 0.193 = 1.807 m

a/d = 1.614 / 1.807 = 0.893 ≤ 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)
3000.0	2000.3	1807.1	100.0	2529.5	11684.3

a = 1614.072 mm, d = 1807.125 mm

a / d (= 0.893) ≤ 1 → Bracket으로 설계. [콘크리트 구조설계기준] 7.9.2

지압면의 외단길이 ≥ 0.5d , 2529.548 mm ≥ 0.5 x 1807.125 mm ∴ O K

① 설계 단면력 산정

Vu = 11684.344 kN

Nuc = 0.20 x 11684.344 = 2336.869 kN

Mu = Mu' + Nuc x (h - d)

= 18859.368 + 2336.869 x (2.000 - 1.807)

= 19310.840 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 3000.000 x 1807.125 = 29275.426 kN

≤ 5.6 x 3000.000 x 1807.125 = 30359.701 kN

ΦVn_max = 0.80 x 29275.426 = 23420.341 kN ≥ Vu (=11684.344 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)

= 11684344.000 / (0.80 x 400 x 1.4)

= 26081.125 mm²

③ 휨모멘트 철근(Af)의 설계

Mu = 18859.368 + 2336.869 x (2.000 - 1.807) = 19310.840 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.

$$Af = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times B \times \Phi)]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times B)}$$

= 35552.333 mm²

④ 수평인장 철근(An)의 설계

Nuc = 0.20 x 11684.344 = 2336.869 kN

An = Nuc / (Φ x fy) = 7302.715 mm²

⑤ 주인장철근(As)의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다.

→ As = 42855.048 mm²

As(min) = 0.04 x (fck / fy) x B x d
= 0.04 x (27 / 400) x 3000.000 x 1807.125
= 14637.713 mm²
Use As = 53539.200 mm² (철근도심 193.20 mm)
1단 : H32-12.0EA + H32-12.0EA . d1 = 100.00 mm
2단 : H32-12.0EA + H32-12.0EA . d2 = 200.00 mm
3단 : H29-12.0EA + H29-12.0EA . d3 = 300.00 mm
Use As ≥ 42855.048 mm² , 14637.713 mm² ∴ O.K

⑥ 폐쇄 스터럽.띠철근(Ah)의 산정
Ah = 0.5 x (As - An) = 0.5 x (42855.048 - 7302.715)
= 17776.167 mm²
사용철근량 (1단) : H29 - 6.0 EA = 3854.400 mm²
철근의 배치 범위 : 2/3 d = 2/3 x 1807.13 = 1204.75 mm구간에 9.0 단 설치
▶ 사용철근량(9.0단) : H29 - 54.00 EA = 34689.600 mm² ≥ 17776.167 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 = 1.6 < 2d(=3.801) ∴ 깊은 보로 전단설계
- a/2 = 0.807 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 6145.636 kN - "ULO-02
부재번호 : 4 (I단 : 절점4, J단 : 절점5) 부재길이(L) : 1.428 m
Vui = 5920.403 kN (I단), Vuj = 6306.070 kN (J단)
검토위치(Lc) = 3.374 m (두부보 좌측단에서의 거리)
Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)
= 5920.403 + (6306.070 - 5920.403)/1.428 x (3.374 - 2.540)
= 6145.636 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	3228.14	1807.13	6145.64	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1807.13

= 18780.194 kN ≥ Vu(= 6145.636 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 3000.00 x 1807.13 = 3756.039 kN

< Vu (= 6145:636 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1875.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 16849.204 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (16849.204 + 4695.049)

= 17235.402 kN ≥ Vu(= 6145.636 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 = 2.038 x 4.181 x 3.000 x 25.000 x 0.185 = 118.227 kN

w2 = 1.000 x (4.181-0.131) / 2 x 3.000 x 25.000 x 0.185 = 28.097 kN

w3 = 1.000 x (4.181-4.050) x 3.000 x 25.000 x 0.185 = 1.818 kN

Vc = 118.227 + 28.097 + 1.818 = 148.142 kN

Mc = 118.227 x 2.091 + 28.097 x 1.481 + 1.818 x 0.066 = 288.884 kN.m

Vu = 274.220 x sin 72.00 + 277.590 x cos 72.00 +
274.390 x sin 72.00 + 278.010 x cos 72.00 +
274.290 x sin 72.00 + 277.590 x cos 72.00 +
274.430 x sin 72.00 + 278.030 x cos 72.00 +
148.142(Vc)

= 1535.150 kN

Mu = 274.220 x sin 72.00 x 3.100 + 277.590 x cos 72.00 x 3.100 +
274.390 x sin 72.00 x 0.182 + 278.010 x cos 72.00 x 0.182 +
274.290 x sin 72.00 x 3.087 + 277.590 x cos 72.00 x 3.087 +
274.430 x sin 72.00 x 0.213 + 278.030 x cos 72.00 x 0.213 +

288.884(Mc)

= 2570.417 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)
2000.32	3000.00	2900.00	100.00	2570.42	1535.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11100.900 x 400.00 = 4440360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.320 = 45907.351 x a

T = C 이므로, a = 96.724 mm, c = 96.724 / β1 = 96.724 / 0.85 = 113.793 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2900.00 - 113.793) / 113.793 = 0.07345

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2617.204\ mm^2$$

* 사용철근량 = 11100.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.242]

1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 9939.6 mm²)

2단 : H22 - 3.0 EA (= 1161.3 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 = 0.00191

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.실 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 96.724 mm

ΦMn = 0.85 x 11100.900 x 400 x (2900.00 - a/2) = 10762.954 kN.m

≥ Mu (= 2570.417 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.187]

* 전단에 대한 검토 (d = 2900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 2000.32 x 2900.00 = 4019.001 kN

ΦVc/2 ≥ Vu (= 1535.150 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12979.337 x 1000000 / [53539.200 x (1807.125 - 558.534/3)]
= 149.559 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1807.1/(7x53539.200)]
= 558.534 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)
1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)
2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)
3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 149.56) - 2.5 x 84.00 = 316.55 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 149.56) = 421.24 mm
Sa는 작은 값인 316.55 mm 를 적용
S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 316.55 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2570.417 x 1000000 / [11100.900 x (2900.000 - 437.411/3)]
= 84.072 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11100.900/2000.3 + 7x11100.900/2000.3 x √[(1 + 2x2000.3x2900.0/(7x11100.900)]
= 437.411 mm

사용철근량 = 11100.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 9939.6 mm²)
2단 : H22 - 3.0 EA (= 1161.3 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 / 84.07) - 2.5 x 84.00 = 726.70 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 84.07) = 749.36 mm
Sa는 작은 값인 726.70 mm 를 적용
S = 2000.32 / 15.0 EA = 133.35 ≤ Sa (= 726.70 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]

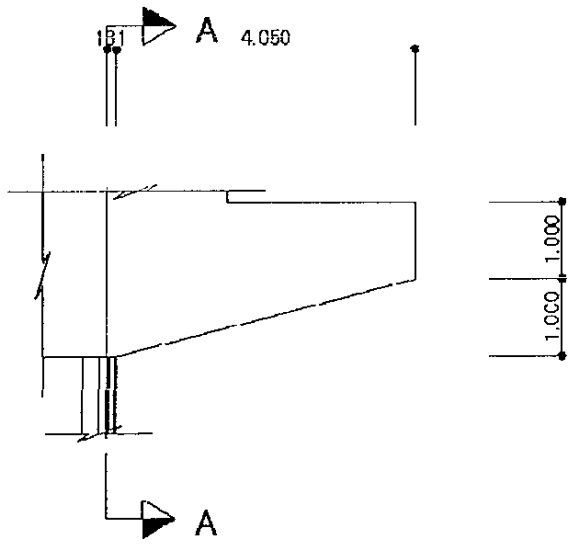
① 기둥의 단면적

$A = \pi \times 2.300^2 / 4 = 4.155\ m^2$

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 = 8708.901 kN - "UL0-03"

Mu = 18089.575 kN.m

Nu = 0.000 kN

② 브래킷 판정

a = 18089.575 / 8708.901 = 2.077 m

d = 2.000 - 0.193 = 1.807 m

a/d = 2.077 / 1.807 = 1.149 > 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)
3000.00	2000.32	1807.13	100.00	18089.58	8708.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 53539.200 x 400.00 = 21415680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.32 - 365.939) / 365.939 = 0.01258

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 30984.839 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 1.728]

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 = 0.00988

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm

ΦMn = 0.85 x 53539.200 x 400 x (1807.13 - a/2) = 30064.632 kN.m

≥ Mu (= 18089.575 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.662]

* 전단에 대한 검토 (d = 1807.13 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 1807.13 = 3756.039 kN

< Vu (= 8708.901 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (8708.901-3756.039) x 250.00 / (400x1807.13xΦ) x 1000 = 2141.204 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 1807.13 / 250.00 x 1000 = 11144.612 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 1807.13 / 1000 = 18780.194 kN ≥ 11144.612 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (4695.049 + 11144.612) = 12671.729 kN ≥ 8708.901 kN ∴ O.K

4) 외측벽 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 = 2.1 < 2d(=3.801) ∴ 깊은 보로 전단설계

- a/2 = 1.039 m (< d = 1.900 m) L 위험단면 위치
- Vu = 5855.645 kN - "UL0-03

부재번호 : 34 (I단 : 절점34, J단 : 절점35) 부재길이(L) : 1.459 m

Vui = -6012.529 kN (I단), Vuj = -5745.307 kN (J단)

검토위치(Lc) = 22.358 m (두부보 좌측단에서의 거리)

Vu = Vui + (Vuj - Vui)/L x (Lc - I단 좌표)

= -6012.529 + (-5745.307 - -6012.529)/1.459 x (22.358 - 21.501)

= -5855.645 kN

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	4154.27	1807.13	5855.65	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1807.13

= 18780.194 kN ≥ Vu(= 5855.645 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 3000.00 x 1807.13 = 3756.039 kN

< Vu (= 5855.645 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1875.000 mm²) ∴ O.K

6) 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 16531.900 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (16531.900 + 4695.049)

= 16981.559 kN ≥ Vu(= 5855.645 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 = 2.038 x 4.181 x 3.000 x 25.000 x 0.185 = 118.227 kN

w2 = 1.000 x (4.181-0.131) / 2 x 3.000 x 25.000 x 0.185 = 28.097 kN

w3 = 1.000 x (4.181-4.050) x 3.000 x 25.000 x 0.185 = 1.818 kN

Vc = 118.227 + 28.097 + 1.818 = 148.142 kN

Mc = 118.227 x 2.091 + 28.097 x 1.481 + 1.818 x 0.066 = 288.884 kN.m

Vu = 275.250 x sin 72.00 + 278.360 x cos 72.00 +
275.360 x sin 72.00 + 278.000 x cos 72.00 +
275.360 x sin 72.00 + 277.950 x cos 72.00 +
148.142(Vc)
= 1191.502 kN

Mu = 275.250 x sin 72.00 x 0.182 + 278.360 x cos 72.00 x 0.182 +
275.360 x sin 72.00 x 3.100 + 278.000 x cos 72.00 x 3.100 +
275.360 x sin 72.00 x 2.769 + 277.950 x cos 72.00 x 2.769 +
288.884(Mc)
= 2393.284 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)
2000.32	3000.00	2900.00	100.00	2393.28	1191.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11100.900 x 400.00 = 4440360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 2000.320 = 45907.351 x a

T = C 이므로, a = 96.724 mm, c = 96.724 / β1 = 96.724 / 0.85 = 113.793 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2900.00 - 113.793) / 113.793 = 0.07345

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2436.182\ mm^2$$

* 사용철근량 = 11100.9 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.557]
  1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 9939.6 mm^2)
  2단 : H22 - 3.0 EA (= 1161.3 mm^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 = 0.00191
  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) = 96.724 mm
  ΦMn = 0.85 x 11100.900 x 400 x (2900.00 - a/2) = 10762.954 kN.m
  ≥ Mu (= 2393.284 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.497]

* 전단에 대한 검토 (d = 2900.00 mm)
  ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.80 x 1/6 x √27 x 2000.32 x 2900.00 = 4019.001 kN
  ΦVc/2 ≥ Vu (= 1191.502 kN) , 전단보강 불필요.

6) 사용성 검토

ⅰ 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 12855.933 x 1000000 / [53539.200 x (1807.125 - 558.534/3)]
= 148.137 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1807.1/(7x53539.200)]
= 558.534 mm

사용철근량 = 53539.2 mm^2 (철근도심 : 193.2 mm)
1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm^2)
2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm^2)
3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm^2)

ⅱ 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 = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.60 mm) ∴ O.K

7) 수평력 검토에 의한 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2393.284 x 1000000 / [11100.900 x (2900.000 - 437.411/3)]

= 78.278 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x11100.900/2000.3 + 7x11100.900/2000.3 x √[(1 + 2x2000.3x2900.0/(7x11100.900)]

= 437.411 mm

사용철근량 = 11100.9 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 13.0 EA, H32 - 2.0 EA (= 9939.6 mm²)

2단 : H22 - 3.0 EA (= 1161.3 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 / 78.28) - 2.5 x 84.00 = 796.03 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 78.28) = 804.82 mm

Sa는 작은 값인 796.03 mm 를 적용

S = 2000.32 / 15.0 EA = 133.35 ≤ Sa (= 796.03 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 = 15.100 - 2.038 = 13.062 m

d = 1.000 + 2.038 - 0.100 = 2.938 m

Ln/d = 13.062 / 2.938 = 4.446 ≥ 4 ∴ 일반 보로 전단설계

2) 좌측 지점부 : UL-02(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)
3000.00	2753.49	2560.30	100.00	22366.14	14527.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 53539.200 x 400.00 = 21415680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2653.49 - 365.939) / 365.939 = 0.01875

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 26489.536\ mm^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 2.021]

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 = 0.00697

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm

ΦMn = 0.85 x 53539.200 x 400 x (2560.30 - a/2) = 43774.869 kN.m

≥ Mu (= 22366.135 kN m) ∴ O K [안전률 1.957]

* 전단에 대한 검토 (d = 2560.30 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2560.30 = 5321.478 kN

< Vu (= 14527.958 kN) . 전단보강 필요.

Av_req = (14527.958-5321.478) x 250.00 / (400x2560.30xΦ) x 1000 = 2809.269 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1.Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA. C.T.C 250 mm) › 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2560.30 / 250.00 x 1000 = 15789.454 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2560.30 / 1000 = 26607.388 kN ≥ 15789.454 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6651.847 + 15789.454) = 17953.041 kN ≥ 14527.958 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17020.216 x 1000000 / [53539.200 x (2560.297 - 684.578/3)]

= 136.315 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2560.3/(7x53539.200)]

= 684.578 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 136.32) - 2.5 x 84.00 = 367.70 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.32) = 462.16 mm

Sa는 작은 값인 367.70 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 367.70 mm) ∴ O.K

3) 중앙부 : UL-03(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)
3000.00	2544.80	2352.38	100.00	22697.78	2642.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42996.000 x 400.00 = 17198400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2444.80 - 293.877) / 293.877 = 0.02196

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 29450.035 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.460]

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 = 0.00609

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 42996.000 x 400 x (2352.38 - a/2) = 32562.721 kN.m

≥ Mu (= 22697.783 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.435]

* 전단에 대한 검토 (d = 2352.38 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2352.38 = 4889.324 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2642.528 kN) , 최소 전단철근 부강

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_req2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_req = 656.250 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H29 - 6.0 EA = 3854.400 mm² ∴ O.K

사용성 검토

1, 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17603.889 x 1000000 / [42996.000 x (2352.377 - 593.985/3)]

= 190.046 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2352.4/(7x42996.000)]

= 593.985 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 / 190.05) - 2.5 x 85.50 = 200.62 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 190.05) = 331.50 mm

Sa는 작은 값인 200.62 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 200.62 mm) ∴ O.K

4) 우측 지점부 : UL-20, UL-03(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)
3000.00	2284.65	2091.46	100.00	21741.84	14288.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 53539.200 x 400.00 = 21415680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2184.65 - 365.939) / 365.939 = 0.01491

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 31997.171\ mm^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm^2 (철근도심 : 193.2 mm) . [사용률 = 1.673]
  1단 : H32 24.0 EA (= 19060.8 mm^2)
  2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm^2)
  3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm^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 = 0.00853
  ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm
  ΦMn = 0.85 x 53539.200 x 400 x (2091.46 - a/2) = 35240.391 kN.m
  ≥ Mu (= 21741.844 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.621]

* 전단에 대한 검토 (d = 2091.46 mm)
  ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2091.46 = 4347.008 kN
  < Vu (= 14288.510 kN) . 전단보강 필요.
  Av_req = (14288.510-4347.008) x 250.00 / (400x2091.46xΦ) x 1000 = 3713.585 mm^2
  Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm^2
  Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm^2
  Av_min = 656.250 mm^2 (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)
  Av_use = 3854.400 mm^2 (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족
  Vs = 3854.400 x 400.0 x 2091.46 / 250.00 x 1000 = 12898.089 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2091.46 / 1000 = 21735.042 kN ≥ 12898.089 kN ∴ O.K
  s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K
  ΦVn = 0.80 x (5433.760 + 12898.089) = 14665.480 kN ≥14288.510 kN ∴ O.K

- 사용성 검토
① 응력 산정
  fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17393.475 x 1000000 / [53539.200 x (2091.455 - 608.666/3)]
  = 172.021 MPa
  χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
  = -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2091.5/(7x53539.200)]
  = 608.666 mm
  사용철근량 = 53539.2 mm^2 (철근도심 : 193.2 mm)
  1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm^2)
  2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm^2)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 172.02) - 2.5 x 84.00 = 247.79 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 172.02) = 366.23 mm

Sa는 작은 값인 247.79 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 247.79 mm) ∴ O.K

8.4 교량받침 위치 검토

1) 받침위치1(교량받침1) : UL0-01(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 = 0.042 (121.17/2888.33) < 2d(=4.410) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	3228.14	2111.72	2888.33	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2111.72

= 21945.620 kN ≥ Vu(= 2888.327 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 3000.00 x 2111.72 = 4389.124 kN

≥ Vu (= 2888.327 kN) . 전단보강 불필요.

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 161.455 x 1000000 / [53539.200 x (2111.718 - 612.109/3)]

= 1.581 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= 7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2111.718/(7x53539.200)]

= 612.109 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 1.58) - 2.5 x 84.00 = 49606.91 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 1.58) = 39853.53 mm

Sa는 작은 값인 39853.53 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 39853.53 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 = 0.037 (204.64/5569.84) < 2d(=4.416) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	3228.14	2115.70	5569.84	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2115.70

= 21986.980 kN ≥ Vu(= 5569.844 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 3000.00 x 2115.70 = 4397.396 kN

< Vu (= 5569.844 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1875.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 19915.120 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (19915.120 + 5496.745)

= 20329.492 kN ≥ Vu(= 5569.844 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 390.206 x 1000000 / [21498.000 x (2115.698 - 413.272/3)]

= 9.177 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x21498.000/3000.0 + 7x21498.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2115.7/(7x21498.000)]

= 413.272 mm

사용철근량 = 21498.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 12.0 EA (= 7708.8 mm²)

2단 : H29 - 12.0 EA (= 7708.8 mm²)

3단 : H25 - 12.0 EA (= 6080.4 mm²)

㉡ 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 / 9.18) - 2.5 x 85.50 = 8367.84 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 9.18) = 6865.27 mm

Sa는 작은 값인 6865.27 mm 를 적용

S = 3000.00 / 12.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 6865.27 mm) ∴ O.K

3) 받침위치3(교량받침11) : ULO-02(절점 5)

: Ln이 부재길이의 4배 이하이거나 하중이 받침부로부터 부재길이의 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 = 1.877 (=6822.96/8960.57) < 2d(=5.551) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	3228.14	2682.30	8960.57	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2682.30

= 27875.246 kN ≥ Vu(= 8960.571 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 3000.00 x 2682.30 = 5575.049 kN

< Vu (= 8960.571 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1875.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 25544.724 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (25544.724 + 6968.812)

= 26010.828 kN ≥ Vu(= 8960.571 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11608.404 x 1000000 / [53539.200 x (2682.297 - 703.192/3)]

= 88.574 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2682.3/(7x53539.200)]

= 703.192 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 88.57) - 2.5 x 84.00 = 679.09 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.57) = 711.27 mm

Sa는 작은 값인 679.09 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 679.09 mm) ∴ O.K

4) 받침위치4(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 = 1.454 (16919.18/11632.99) < 2d(=5.566) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	3228.14	2689.95	11632.99	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 2689.95

= 27954.792 kN ≥ Vu(= 11632.987 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 3000.00 x 2689.95 = 5590.958 kN

< Vu (= 11632.987 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1875.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 25620.776 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (25620.776 + 6988.698)

= 26087.579 kN ≥ Vu(= 11632.987 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11660.473 x 1000000 / [53539.200 x (2689.951 - 704.346/3)]

= 88.708 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2690.0/(7x53539.200)]

= 704.346 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 88.71) - 2.5 x 84.00 = 677.74 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.71) = 710.20 mm

Sa는 작은 값인 677.74 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 677.74 mm) ∴ O.K

5) 받침위치5(교량받침12) : ULO-02(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)
3000.00	2753.49	2560.30	100.00	13367.31	14360.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 53539.200 x 400.00 = 21415680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2653.49 - 365.939) / 365.939 = 0.01875

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 15633.165 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 3.425]

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 = 0.00697

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm

ΦMn = 0.85 x 53539.200 x 400 x (2560.30 - a/2) = 43774.869 kN.m

≥ Mu (= 13367.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.275]

* 전단에 대한 검토 (d = 2560.30 ㎜)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2560.30 = 5321.478 kN

< Vu (= 14360.734 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (14360.734-5321.478) x 250.00 / (400x2560.30xΦ) x 1000 = 2758.242 ㎟

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 ㎟

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 ㎟

Av_min = 656.250 ㎟ (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 ㎟ (H29-6.0 EA, C.T.C 250 ㎜) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2560.30 / 250.00 x 1000 = 15789.454 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2560.30 / 1000 = 26607.388 kN ≥ 15789.454 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 ㎜) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6651.847 + 15789.454) = 17953.041 kN ≥14360.734 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10844.410 x 1000000 / [53539.200 x (2560.297 - 684.578/3)]

= 86.853 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2560.3/(7x53539.200)]

= 684.578 ㎜

사용철근량 = 53539.2 ㎟ (철근도심 : 193.2 ㎜)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 ㎟)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 ㎟)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 ㎟)

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 / 86.85) - 2.5 x 84.00 = 696.70 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 86.85) = 725.36 ㎜

Sa는 작은 값인 696.70 ㎜ 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 696.70 ㎜) ∴ O.K

6) 받침위치6(교량받침3) : UL0-02(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)
3000.00	2753.49	2560.30	100.00	12314.74	11758.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 53539.200 x 400.00 = 21415680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2653.49 - 365.939) / 365.939 = 0.01875

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 14381.386\ mm^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 3.723]

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 = 0.00697

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm

ΦMn = 0.85 x 53539.200 x 400 x (2560.30 - a/2) = 43774.869 kN.m

≥ Mu (= 12314.740 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.555]

* 전단에 대한 검토 (d = 2560.30 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2560.30 = 5321.478 kN

< Vu (= 11758.669 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (11758.669-5321.478) x 250.00 / (400x2560.30xΦ) x 1000 = 1964.247 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2560.30 / 250.00 x 1000 = 15789.454 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2560.30 / 1000 = 26607.388 kN ≥ 15789.454 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6651.847 + 15789.454) = 17953.041 kN ≥ 11758.669 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

ㄱ 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 10105.721 x 1000000 / [53539.200 x (2560.297 - 684.578/3)]

= 80.937 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2560.3/(7x53539.200)]

= 684.578 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

ㄷ 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 / 80.94) - 2.5 x 84.00 = 762.98 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 80.94) = 778.38 mm

Sa는 작은 값인 762.98 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 762.98 mm) ∴ O.K

7) 받침위치7(교량받침13) : UL0-02(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)
3000.00	2611.26	2418.84	100.00	12704.39	8434.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42996.000 x 400.00 = 17198400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2511.26 - 293.877) / 293.877 = 0.02264

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 15745.616 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 2.731]

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 42996.000 x 400 x (2418.84 - a/2) = 33534.250 kN.m

≥ Mu (= 12704.394 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.640]

* 전단에 대한 검토 (d = 2418.84 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2418.84 = 5027.455 kN

< Vu (= 8434.374 kN) , 전단보강 필요

Av_req = (8434.374-5027.455) x 250.00 / (400x2418.84xΦ) x 1000 = 1100.387 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA. C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2418.84 / 250.00 x 1000 = 14917.054 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2418.84 / 1000 = 25137.274 kN ≥ 14917.054 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6284.319 + 14917.054) = 16961.098 kN ≥ 8434.374 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

1. 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7121.754 x 1000000 / [42996.000 x (2418.835 - 603.522/3)]

= 74.690 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2418.8/(7x42996.000)]

= 603.522 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 / 74.69) - 2.5 x 85.50 = 840.60 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.69) = 843.48 mm

Sa는 작은 값인 840.60 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 840.60 mm) ∴ O.K

8) 받침위치8(교량받침4) : ULO-02(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)
3000.00	2611.26	2418.84	100.00	13572.94	5906.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42996.000 x 400.00 = 17198400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2511.26 - 293.877) / 293.877 = 0.02264

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 16844.734 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 2.552]

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 42996.000 x 400 x (2418.84 - a/2) = 33534.250 kN.m

≥ Mu (= 13572.935 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.471]

* 전단에 대한 검토 (d = 2418.84 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2418.84 = 5027.455 kN

< Vu (= 5906.359 kN) , 전단보강 필요

Av_req = (5906.359-5027.455) x 250.00 / (400x2418.84xΦ) x 1000 = 283.874 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2418.84 / 250.00 x 1000 = 14917.054 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2418.84 / 1000 = 25137.274 kN ≥ 14917.054 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (6284.319 + 14917.054) = 16961.098 kN ≥ 5906.359 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7731.778 x 1000000 / [42996.000 x (2418.835 - 603.522/3)]

= 81.088 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2418.8/(7x42996.000)]

= 603.522 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 / 81.09) - 2.5 x 85.50 = 757.42 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 81.09) = 776.93 mm

Sa는 작은 값인 757.42 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 757.42 mm) ∴ O.K

9) 받침위치9(교량받침14) : UL0-02(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)
3000.00	2544.80	2352.38	100.00	22193.03	2712.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42996.000 x 400.00 = 17198400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2444.80 - 293.877) / 293.877 = 0.02196

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 28770.061 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.494]

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 = 0.00609

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 42996.000 x 400 x (2352.38 - a/2) = 32562.721 kN.m

≥ Mu (= 22193.034 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.467]

* 전단에 대한 검토 (d = 2352.38 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2352.38 = 4889 324 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2712 082 kN) , 최소 전단철근 부강

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_req2 = 0.35 x 3000 0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_req = 656.250 mm² (Av_req1.Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H29 - 6.0 EA = 3854.400 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13586.667 x 1000000 / [42996.000 x (2352.377 - 593.985/3)]

= 146.677 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2352.4/(7x42996.000)]

= 593.985 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 / 146.68) - 2.5 x 85.50 = 323.14 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 146.68) = 429.52 mm

Sa는 작은 값인 323.14 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 323.14 mm) ∴ O.K

10.받침위치10(교량받침5) : ULO-03(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)
3000.00	2544.80	2352.38	100.00	22697.78	2642.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42996.000 x 400.00 = 17198400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2444.80 - 293.877) / 293.877 = 0.02196

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 29450.035\ mm^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.460]

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 = 0.00609

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 42996.000 x 400 x (2352.38 - a/2) = 32562.721 kN.m

≥ Mu (= 22697.783 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.435]

* 전단에 대한 검토 (d = 2352.38 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2352.38 = 4889.324 kN

ΦVc/2 < Vu (= 2642.528 kN) , 최소 전단철근 부강

Av_req1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_req2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_req = 656.250 mm² (Av_req1,Av_req2중 큰 값을 사용)

Av_use = H29 - 6.0 EA = 3854.400 mm² ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17603.889 x 1000000 / [42996.000 x (2352.377 - 593.985/3)]

= 190.046 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2352.4/(7x42996.000)]

= 593.985 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 / 190.05) - 2.5 x 85.50 = 200.62 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 190.05) = 331.50 mm

Sa는 작은 값인 200.62 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 200.62 mm) ∴ O.K

11) 받침위치11(교량받침15) : ULO-03(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)
3000.00	2426.84	2234.41	100.00	14814.17	5788.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42996.000 x 400.00 = 17198400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2326.84 - 293.877) / 293.877 = 0.02075

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad \therefore As = 20021.129 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 2.148]

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 42996.000 x 400 x (2234.41 - a/2) = 30838.261 kN.m

≥ Mu (= 14814.170 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.082]

* 전단에 대한 검토 (d = 2234.41 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2234.41 = 4644.142 kN

< Vu (= 5788.366 kN) , 전단보강 필요

Av_req = (5788.366-4644.142) x 250.00 / (400x2234.41xΦ) x 1000 = 400.071 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2234.41 / 250.00 x 1000 = 13779.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2234.41 / 1000 = 23220.711 kN ≥ 13779.720 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5805.178 + 13779.720) = 15667.919 kN ≥ 5788.366 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11621.308 x 1000000 / [42996.000 x (2234.414 - 576.725/3)]

= 132.353 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2234.4/(7x42996.000)]

= 576.725 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 / 132.35) - 2.5 x 85.50 = 381.25 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 132.35) = 476.00 mm

Sa는 작은 값인 381.25 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 381.25 mm) ∴ O.K

12) 받침위치12(교량받침6) : UL0-03(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)
3000.00	2426.84	2234.41	100.00	13821.78	8329.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 42996.000 x 400.00 = 17198400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2326.84 - 293.877) / 293.877 = 0.02075

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 18645.701 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 2.306]

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 42996.000 x 400 x (2234.41 - a/2) = 30838.261 kN.m

≥ Mu (= 13821.783 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.231]

* 전단에 대한 검토 (d = 2234.41 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2234.41 = 4644.142 kN

< Vu (= 8329.409 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (8329.409-4644.142) x 250.00 / (400x2234.41xΦ) x 1000 = 1288.532 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA, C.T.C 250 mm) * 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2234.41 / 250.00 x 1000 = 13779.720 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2234.41 / 1000 = 23220.711 kN ≥ 13779.720 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5805.178 + 13779.720) = 15667.919 kN ≥ 8329.409 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11014.817 x 1000000 / [42996.000 x (2234.414 - 576.725/3)]

= 125.446 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x42996.000/3000.0 + 7x42996.000/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2234.4/(7x42996.000)]

= 576.725 mm

사용철근량 = 42996.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)

1단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

2단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 mm²)

3단 : H25 - 24.0 EA (= 12160.8 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 / 125.45) - 2.5 x 85.50 = 414.01 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 125.45) = 502.21 mm

Sa는 작은 값인 414.01 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 414.01 mm) ∴ O.K

13) 받침위치13(교량받침16) : ULO-03(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)
3000.00	2284.65	2091.46	100.00	9251.78	11505.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 53539.200 x 400.00 = 21415680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311 048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2184.65 - 365.939) / 365.939 = 0.01491

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

식 ②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 13254.623 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 4.039]

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 = 0.00853

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm

ΦMn = 0.85 x 53539.200 x 400 x (2091.46 - a/2) = 35240.391 kN.m

≥ Mu (= 9251.778 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.809]

* 전단에 대한 검토 (d = 2091.46 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2091.46 = 4347.008 kN

< Vu (= 11505.832 kN) 전단보강 필요.

Av_req = (11505.832-4347.008) x 250.00 / (400x2091.46xΦ) x 1000 = 2674.134 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA. C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2091.46 / 250.00 x 1000 = 12898.089 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2091.46 / 1000 = 21735.042 kN ≥ 12898.089 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5433.760 + 12898.089) = 14665.480 kN ≥11505.832 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

1 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5591.288 x 1000000 / [53539.200 x (2091.455 608.666/3)]

= 55.298 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2091.5/(7x53539.200)]

= 608.666 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 55.30) - 2.5 x 84.00 = 1214.11 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 55.30) = 1139.29 mm

Sa는 작은 값인 1139.29 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1139.29 mm) ∴ O.K

14) 받침위치14(교량받침7) : ULO-03(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)
3000.00	2284.65	2091.46	100.00	11895.70	14133.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 53539.200 x 400.00 = 21415680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 3000.000 = 68850.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (2184.65 - 365.939) / 365.939 = 0.01491

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 17136.589 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 3.124]

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 = 0.00853

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm

ΦMn = 0.85 x 53539.200 x 400 x (2091.46 - a/2) = 35240.391 kN.m

≥ Mu (= 11895.703 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.962]

* 전단에 대한 검토 (d = 2091.46 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 3000.00 x 2091.46 = 4347.008 kN

< Vu (= 14133.227 kN) , 전단보강 필요

Av_req = (14133.227-4347.008) x 250.00 / (400x2091.46xΦ) x 1000 = 3655.580 mm²

Av_min1 = 0.0625 x √27.0 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 608.924 mm²

Av_min2 = 0.35 x 3000.0 x 250.0 / 400.0 = 656.250 mm²

Av_min = 656.250 mm² (Av_min1,Av_min2중 큰 값을 사용)

Av_use = 3854.400 mm² (H29-6.0 EA. C.T.C 250 mm) → 최소 전단철근 만족

Vs = 3854.400 x 400.0 x 2091.46 / 250.00 x 1000 = 12898.089 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 3000.00 x 2091.46 / 1000 = 21735.042 kN ≥ 12898.089 kN ∴ O.K

s = 250.000 ≤ 300.000 (d/4, 300 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.80 x (5433.760 + 12898.089) = 14665.480 kN ≥ 14133.227 kN ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7347.114 x 1000000 / [53539.200 x (2091.455 - 608.666/3)]

= 72.663 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x2091.5/(7x53539.200)]

= 608.666 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 72.66) - 2.5 x 84.00 = 873.77 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 72.66) = 867.02 mm

Sa는 작은 값인 867.02 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 867.02 mm) ∴ O.K

15) 받침위치15(교량받침8) : UL0-03(절점 34)

: 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 = 1.904 (16508.01/8670.92) < 2d(=4 060) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	4154.27	1936.69	8670.92	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1936.69

= 20126.685 kN ≥ Vu(= 8670.921 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 3000.00 x 1936.69 = 4025.337 kN

< Vu (= 8670.921 kN) . 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 250.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=1875.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 17819.241 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.80 x (17819.241 + 5031.671)

= 18280.729 kN ≥ Vu(= 8670.921 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11768.365 x 1000000 / [53539.200 x (1936.691 - 581.820/3)]

= 126.127 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1936.7/(7x53539.200)]

= 581.820 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 126.13) - 2.5 x 84.00 = 414.37 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 126.13) = 499.50 mm

Sa는 작은 값인 414.37 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 414.37 mm) ∴ O.K

16) 받침위치16(교량받침18) : 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 = 0.246 (1372.15/5581.66) < 2d(=2.498) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	4154.27	1155.77	5581.66	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1155.77

= 12011.083 kN ≥ Vu(= 5581.657 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 3000.00 x 1155.77 = 2402.217 kN

< Vu (= 5581.657 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 125.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 12789.081 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x Max Sn = 0.80 x 15013.854 (∵ Max Sn ≤ Ss + Sc)

= 12011.083 kN ≥ Vu(= 5581.657 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1208.318 x 1000000 / [53539.200 x (1155.767 - 426.776/3)]

= 22.268 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1155.8/(7x53539.200)]

= 426.776 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 22.27) - 2.5 x 84.00 = 3326.46 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 22.27) = 2829.17 mm

Sa는 작은 값인 2829.17 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2829.17 mm) ∴ O.K

17) 받침위치17(교량받침9) : 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 = 0.086 (243.73;2839.32) < 2d(=2.334) ∴ 깊은 보로 전단설계

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
3000.00	4154.27	1074.04	2839.32	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.80 x 5 x √27 / 6 x 3000.00 x 1074.04

= 11161.737 kN ≥ Vu(= 2839.319 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 3000.00 x 1074.04 = 2232.347 kN

< Vu (= 2839.319 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 125.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=937.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) > 0.0015 x b x sh (=675.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 11935.043 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x Max Sn = 0.80 x 13952.171 (∵ Max Sn ≤ Ss + Sc)

= 11161.737 kN ≥ Vu(= 2839.319 kN) ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 302.384 x 1000000 / [53539.200 x (1074.039 - 407.949/3)]

= 6.021 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x53539.200/3000.0 + 7x53539.200/3000.0 x √[(1 + 2x3000.0x1074.0/(7x53539.200)]

= 407.949 mm

사용철근량 = 53539.2 mm² (철근도심 : 193.2 mm)

1단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

2단 : H32 - 24.0 EA (= 19060.8 mm²)

3단 : H29 - 24.0 EA (= 15417.6 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 / 6.02) - 2.5 x 84.00 = 12869.55 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 6.02) = 10463.64 mm

Sa는 작은 값인 10463.64 mm 를 적용

S = 3000.00 / 24.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 10463.64 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
UL002	-20851.028	-27646.658	1048.030	4654.501	1163.772	0.00049	축력최대
UL012	-20851.028	-23907.216	3500.548	5356.378	1807.521	-0.00019	모멘트최대
UL022	-16039.252	-16039.252	6230.363	10006.675	3515.678	0.00320	탄성설계
UL022	-16039.252	-16039.252	3862.863	2780.435	3515.678	0.00320	소성설계
UE015	-15237.289	-14716.345	486.190	4403.976	-810.107	0.00153	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	0.014	0.060	O.K	66013.696	27646.658	4654.500	2.388	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	64210.965	23907.216	5356.380	2.686	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	55565.097	16039.252	10006.670	3.464	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	58590.282	14716.345	4403.980	3.981	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL002)

가설계조건 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	2187.921	27646.658	4654.500	168.357

㉮ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*lc)

= 27646.658 x 0.00049 / (1163.772 x 6.400)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 4.900 / 0.575

= 10.226 ≤ 31.298 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=1048.030 , M2=4654.501)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.225) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1831875.033 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 168.357 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2227.323 mm, a = k1 x c = 1893.225 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3659105.304 = 83976.467 kN

∑Csi = 13856.359 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 83976.467 + 13856.359 - 0.000 = 97832.825 kN

Mn = Cc x 1069.798 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16471.082 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=168.359) | = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2227.323 mm, a = k1 x c = 1893.225 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2227.32) / 2227.32 = -0.00004

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

사 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN < Pn = 97832.825 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 27646.658 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.168 = 11113.848 kN.m ≥ Mu = 4654.500 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, UL012)

해설계조건 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	2187.921	23907.216	5356.380	224.049

㉮ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23907.216 x -0.00019 / (1807.521 x 6.400)

= 0.000

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 4.900 / 0.575

= 10.226 ≤ 26.158 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=3500.548 , M2=5356.378)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.654) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1584098.595 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉯ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 224.049 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2087.398 mm, a = k1 x c = 1774.289 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3439373.909 = 78933.631 kN

∑Csi = 12959.646 kN, ∑Tsi = 163.327 kN

Pn = 78933.631 + 12959.646 - 163.327 = 91729.951 kN

Mn = Cc x 1061.814 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20551.126 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=224.039)| = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈏ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2087.398 mm, a = k1 x c = 1774.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2087.40) / 2087.40 = 0.00016

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㈐ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 91729.951 kN

ΦPn = 0.70 x 91729.951 = 64210.965 kN ≥ Pu = 23907.216 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.224 = 14386.382 kN.m ≥ Mu = 5356.380 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	2187.921	16039.252	10006.670	623.886

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16039.252 x 0.00320 / (3515.678 x 6.400)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 4.900 / 0.575

= 10.226 ≤ 26.529 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=6230.363 , M2=10006.675)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.623) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1062765.174 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm. ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 623.886 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1426.542 mm, a = k1 x c = 1212.561 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2221283.794 = 50978.463 kN

∑Csi = 9713.206 kN, ∑Tsi = 5126.572 kN

Pn = 50978.463 + 9713.206 - 5126.572 = 55565.097 kN

Mn = Cc x 1060.757 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 34666.848 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=623.896) | = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

ⓑ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 55565.097 kN

ΦPn = 1.00 x 55565.097 = 55565.097 kN ≥ Pu = 16039.252 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.624 = 34666.304 kN.m ≥ Mu = 10006.670 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UE015)

㉮ 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	2187.921	14716.345	4403.980	299.258

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14716.345 x 0.00153 / (810.107 x 6.400)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 4.900 / 0.575

= 10.226 ≤ 32.675 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 가동 양끝단 모멘트 (M1=486.190 , M2=4403.976)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.110) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 975108.998 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 299.258 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1920.598 mm, a = k1 x c = 1632.509 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3153806.823 = 72379.867 kN

∑Csi = 12090.152 kN, ∑Tsi = 769.615 kN

Pn = 72379.867 + 12090.152 - 769.615 = 83700.403 kN

Mn = Cc x 1056.756 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25047.674 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=299.254) | = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바. 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1920.598 mm, a = k1 x c = 1632.509 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1920.60) / 1920.60 = 0.00044

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

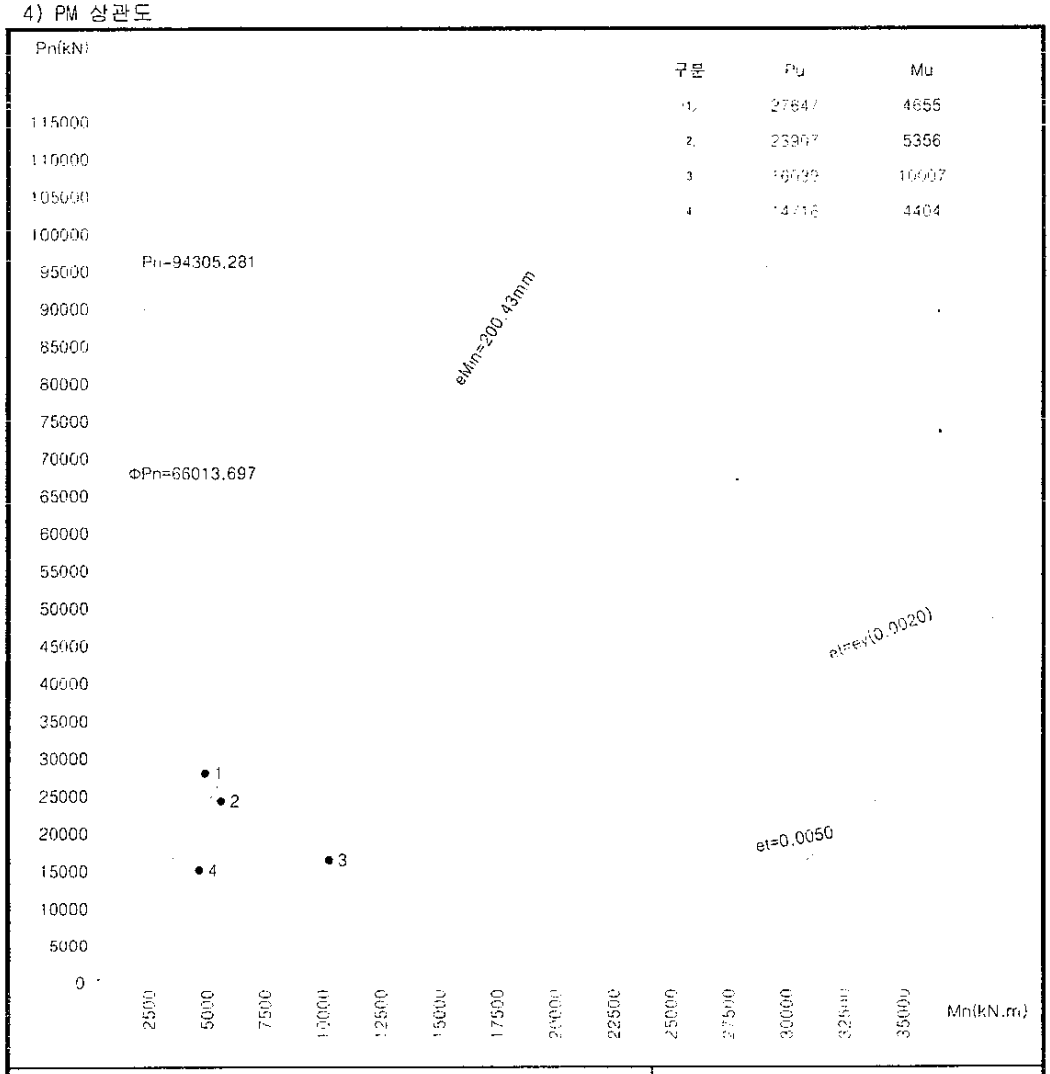
사. 축방향력 및 휨에대한 검토

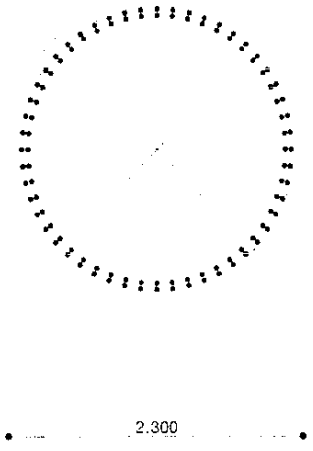
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 83700.403 kN

ΦPn = 0.70 x 83700.403 = 58590.282 kN ≥ Pu = 14716.345 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.299 = 17533.595 kN.m ≥ Mu = 4403.980 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





■ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.921 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근
Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01438
1단 : H29-52Ea
2단 : H25-52Ea

9.2 교축방향

1) 기둥부재력 설계 : 하단

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULB02	-20851.028	-27646.658	14.795	20.574	-1.179	0.00001	축력최대
ULB26	-19247.102	-19247.102	162.014	2030.182	741.401	0.00050	모멘트최대
ULB22	-16039.252	-16039.252	3507.763	15252.929	2857.229	0.00913	탄성설계
ULB22	-16039.252	-16039.252	1162.663	5079.715	2857.229	0.00913	소성설계
UEB26	-14435.327	-14435.327	159.048	2028.115	741.585	0.00050	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	0.014	0.060	O.K	66013.696	27646.658	21.232	2.388	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	66013.696	19247.102	2034.251	3.430	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	37806.326	16039.252	15375.936	2.357	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	66013.696	14435.327	2032.179	4.573	O.K

3) 기둥단면 검토

ⅰ 축력최대 : (부재 38, ULB02)

㉮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	2187.921	27646.658	21.232	0.768

㉠ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 27646.658 x 0.00001 / (1.179 x 6.400)

= 0.031

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 7.938 / 0.575

= 28.991 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.031)

= 1.032

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.032 x 14.795

= 15.269 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.032 x 20.574

= 21.232 kN.m

㉡ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1831875.033 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉢ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 0.768 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 6148.185 mm, a = k1 x c = 5225.957 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN

∑Csi = 22440.221 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 95362.104 + 22440.221 - 0.000 = 117802.325 kN

Mn = Cc x 2612.979 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 90 743 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.770) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 6148.185 mm, a = k1 x c = 5225.957 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-6148.19) / 6148.19 = -0.00193

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN < Pn = 117802.325 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 27646.658 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.001 = 50.697 kN.m ≥ Mu = 21.232 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 38, ULB26)

가설계조건 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	2187.921	19247.102	2034.251	105.691

나 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 19247.102 x 0.00050 / (741.401 x 6.400)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 7.938 / 0.575

= 28.991 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.002)

= 1.002

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.002 x 162.014

= 162.338 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.002 x 2030.182

= 2034.251 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1275318.182 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e ⋯ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 105.691 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2411.316 mm, a = k1 x c = 2049.619 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 3910059.935 = 89735.876 kN

∑Csi = 15005.040 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 89735.876 + 15005.040 - 0.000 = 104740.915 kN

Mn = Cc x 1087.546 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11070.681 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=105.696) | = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2411.316 mm, a = k1 x c = 2049.619 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2411.32) / 2411.32 = -0.00026

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN < Pn = 104740.915 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 19247.102 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.106 = 6977.071 kN.m ≥ Mu = 2034.251 kN.m ∴ O.K

③ 단성설계 : (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	2187.921	16039.252	15375.936	958.644

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 16039.252 x 0.00913 / (2857.229 x 6.400)

= 0.008

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 7.938 / 0.575

= 28.991 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 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 3507.763

= 3536.052 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.008 x 15252.929

= 15375.936 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1062765.174 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 958.644 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1146.796 mm, a = k1 x c = 974.777 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1675992.228 = 38464.022 kN

∑Csi = 8353.248 kN, ∑Tsi = 9010.944 kN

Pn = 38464.022 + 8353.248 - 9010.944 = 37806.326 kN

Mn = Cc x 1071.453 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36242.703 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=958.641)| = 0.0030 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 37806.326 kN

ΦPn = 1.00 x 37806.326 = 37806.326 kN ≥ Pu = 16039.252 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.959 = 36242.816 kN.m ≥ Mu = 15375.936 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	2187.921	14435.327	2032.179	140.778

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14435.327 x 0.00050 / (741.585 x 6.400)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 7.938 / 0.575

= 28.991 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.002)

= 1.002

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.002 x 159.048

= 159.367 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.002 x 2028.115

= 2032.179 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 956488.669 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 140.778 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2304.234 mm, a = k1 x c = 1958.599 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3770044.419 = 86522.519 kN

∑Csi = 14357.706 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 86522.519 + 14357.706 - 0.000 = 100880.225 kN

Mn = Cc x 1076.043 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14202.454 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=140.785) | = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2304.234 mm, a = k1 x c = 1958.599 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2304.23) / 2304.23 = -0.00014

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

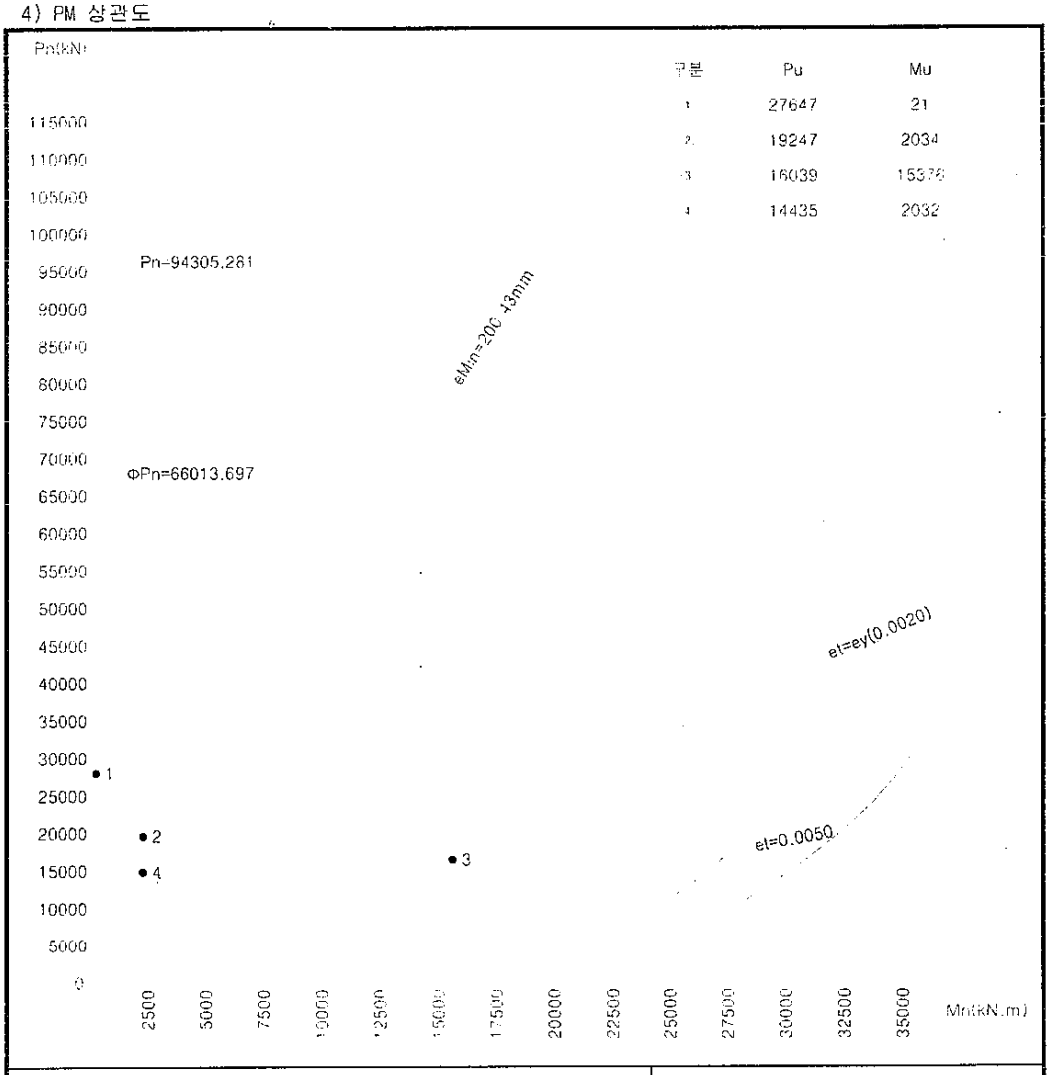
㉰ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN < Pn = 100880.225 kN

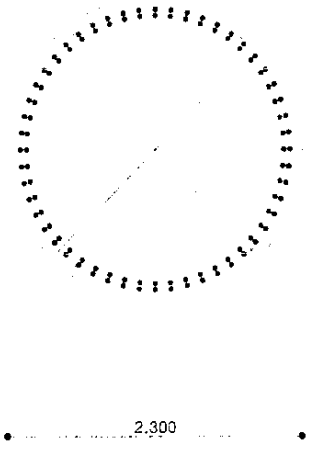
ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 14435.327 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.141 = 9293.289 kN.m ≥ Mu = 2032.179 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
1	27647	21
2	19247	2034
3	16039	15378
4	14435	2032



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.921 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01438
1단 : H29-52Ea
2단 : H25-52Ea

9.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL02	-27646.658	21.232	4654.500	4654.548	축력최대
UL26	-18707.429	2034.251	3008.430	3631.642	모멘트최대
UL22	-16039.252	15375.936	4489.133	16017.857	탄성설계
UL22	-16039.252	15375.936	4489.133	16017.857	소성설계
UE26	-13895.654	2032.179	3258.240	3840.037	편심최대
UL12	-23907.216	19.073	5356.380	5356.414	모멘트최대
UE15	-14716.345	840.870	4403.980	4483.537	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 4453.220 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 4453.220 x 1.008 = 4489.133 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=4453.220) : [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	0.014	0.060	O.K	66013.696	27646.658	4654.548	2.388	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	66013.696	18707.429	3631.642	3.529	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	36133.252	16039.252	16017.857	2.253	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	60279.251	13895.654	3840.037	4.338	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	64209.617	23907.216	5356.414	2.686	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	58195.645	14716.345	4483.537	3.954	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 38, UL002)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.739도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	27646.658	4654.548	168.358

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1831875.033 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm. ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 168.358 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2227.323 mm, a = k1 x c = 1893.225 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3659105.304 = 83976.467 kN

∑Csi = 13856.359 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 83976.467 + 13856.359 - 0.000 = 97832.825 kN

Mn = Cc x 1069.798 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16471.082 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=168.359)| = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2227.323 mm, a = k1 x c = 1893.225 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2227.32) / 2227.32 = -0.00004

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN < Pn = 97832.825 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 27646.658 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.168 = 11113.963 kN.m ≥ Mu = 4654.548 kN.m ∴ O.K

2. 모멘트최대 : (부재 38, UL026)

【 기둥 : 하부 , 2/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=55.934도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	18707.429	3631.642	194.128

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1239559.303 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm. ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 194.128 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2160.428 mm, a = k1 x c = 1836.364 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3556675.546 = 81625.704 kN

∑Csi = 13396.719 kN, ∑Tsi = 24.890 kN

Pn = 81625.704 + 13396.719 - 24.890 = 94997.533 kN

Mn = Cc x 1065.490 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18441.182 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=194.123) | = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2160.428 mm, a = k1 x c = 1836.364 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2160.43) / 2160.43 = 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} = 94305.281 kN < Pn = 94997.533 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 18707.429 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.194 = 12815.130 kN.m ≥ Mu = 3631.642 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 38, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=16.276도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	16039.252	16017.857	998.666

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1062765.174 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 998.666 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1119.149 mm, a = k1 x c = 951.277 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1622660.261 = 37240.053 kN

∑Csi = 8217.583 kN, ∑Tsi = 9324.384 kN

Pn = 37240.053 + 8217.583 - 9324.384 = 36133.252 kN

Mn = Cc x 1072.753 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36085.251 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=998.672) | = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 36133.252 kN

ΦPn = 1.00 x 36133.252 = 36133.252 kN ≥ Pu = 16039.252 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.999 = 36085.052 kN.m ≥ Mu = 16017.857 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 38, UE026)

【 기둥 : 하부 , 5/7 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=58.048도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	13895.654	3840.037	276.348

㉯ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm
- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 920729.791 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 276.348 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1969.090 mm, a = k1 x c = 1673.727 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3239052.865 = 74336.263 kN

∑Csi = 12334.842 kN, ∑Tsi = 557.889 kN

Pn = 74336.263 + 12334.842 - 557.889 = 86113.216 kN

Mn = Cc x 1057.798 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 23796.757 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=276.343)| = 0.0053 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1969.090 mm, a = k1 x c = 1673.727 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1969.09) / 1969.09 = 0.00035

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 86113.216 kN

ΦPn = 0.70 x 86113.216 = 60279.251 kN ≥ Pu = 13895.654 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.276 = 16658.052 kN.m ≥ Mu = 3840.037 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 38, UL012)

[기둥 : 하부 , 6/7]

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.796도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	23907.216	5356.414	224.050

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1584098.595 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 224.050 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2087.357 mm, a = k1 x c = 1774.253 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3439305.387 = 78932.059 kN

∑Csi = 12959.392 kN, ∑Tsi = 163.426 kN

Pn = 78932.059 + 12959.392 - 163.426 = 91728.024 kN

Mn = Cc x 1061.812 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20552.322 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=224.057)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2087.357 mm, a = k1 x c = 1774.253 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2087.36) / 2087.36 = 0.00016

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 91728.024 kN

ΦPn = 0.70 x 91728.024 = 64209.617 kN ≥ Pu = 23907.216 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.224 = 14386.171 kN.m ≥ Mu = 5356.414 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 38, UE015)

【 기둥 . 하부 . 7/7 】

가.설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=79.190도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	14716.345	4483.537	304.664

㉮ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff =.Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 975108.998 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉯ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm. ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 304.664 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1909.122 mm, a = k1 x c = 1622.754 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3133396.448 = 71911.448 kN

∑Csi = 12051.756 kN, ∑Tsi = 826.568 kN

Pn = 71911.448 + 12051.756 - 826.568 = 83136.636 kN

Mn = Cc x 1056.555 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25328.973 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=304.667) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1909.122 mm, a = k1 x c = 1622.754 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1909.12) / 1909.12 = 0.00046

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

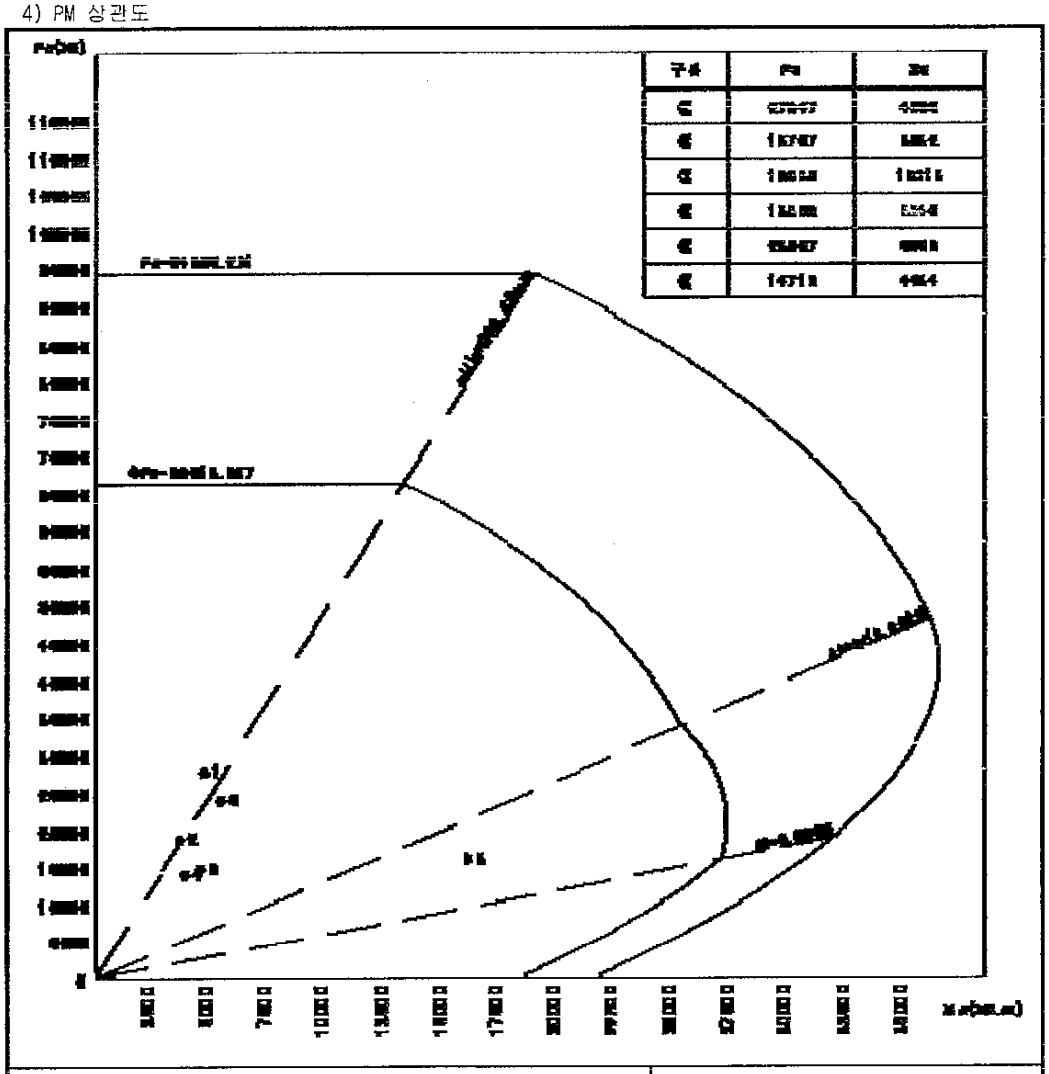
㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

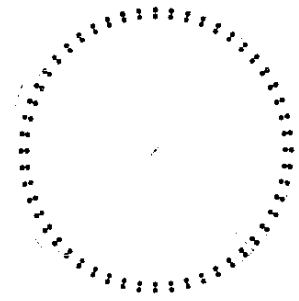
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 83136.636 kN

ΦPn = 0.70 x 83136.636 = 58195.645 kN ≥ Pu = 14716.345 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.305 = 17730.104 kN.m ≥ Mu = 4483.537 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2,300

▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.921 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01438
1단 : H29-52Ea
2단 : H25-52Ea

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
UL003	-19686.768	-26962.850	4041.624	4304.354	-1703.247	0.00069	축력최대
UL020	-18929.585	-23566.797	4589.205	8131.024	-2601.227	0.00184	모멘트최대
UL022	-15143.668	-15143.668	895.795	11857.424	1827.442	0.00516	탄성설계
UL022	-15143.668	-15143.668	-1013.065	4982.011	1827.442	0.00516	소성설계
UE014	-14386.485	-14872.705	3319.868	6741.052	-2063.798	0.00161	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	0.014	0.060	O.K	66013.696	26962.850	4304.350	2.448	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	55307.835	23566.797	8131.020	2.347	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	46276.326	15143.668	11857.420	3.056	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	48149.842	14872.705	6741.050	3.237	O.K

3) 기둥단면 검토

가. 축력최대 : (부재 39, UL003)

㉮ 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	2187.921	26962.850	4304.350	159.640

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 26962.850 x 0.00069 / (-1703.247 x 6.400)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 4.900 / 0.575

= 10.226 ≤ 22.732 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4041.624 , M2=4304.354)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.939) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1786565.730 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 159.640 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2250.651 mm, a = k1 x c = 1913.053 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3693571.992 = 84767.477 kN

∑Csi = 14028.421 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 84767.477 + 14028.421 - 0.000 = 98795.898 kN

Mn = Cc x 1071.536 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15771.311 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=159.635) | = 0.0047 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈏ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2250.651 mm, a = k1 x c = 1913.053 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2250.65) / 2250.65 = -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} = 94305.281 kN < Pn = 98795.898 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 26962.850 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.160 = 10538.428 kN.m ≥ Mu = 4304.350 kN.m ∴ O.K

2. 모멘트최대 : (부재 39, UL020)

가.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	2187.921	23566.797	8131.020	345.020

㉮ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 23566.797 x 0.00184 / (-2601.227 x 6.400)

= 0.003

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 4.900 / 0.575

= 10.226 ≤ 27.227 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=4589.205 , M2=8131.024)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.564) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉢ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1561542.340 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉯ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 345.020 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1830.250 mm, a = k1 x c = 1555.713 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2990910.396 = 68641.394 kN

∑Csi = 11624.986 kN, ∑Tsi = 1255.186 kN

Pn = 68641.394 + 11624.986 - 1255.186 = 79011.193 kN

Mn = Cc x 1055.629 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27259.774 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=345.012) | = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1830.250 mm, a = k1 x c = 1555.713 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1830.25) / 1830.25 = 0.00061

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

사 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 79011.193 kN

ΦPn = 0.70 x 79011.193 = 55307.835 kN ≥ Pu = 23566.797 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.345 = 19082.318 kN.m ≥ Mu = 8131.020 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	2187.921	15143.668	11857.420	782.995

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15143.668 x 0.00516 / (1827.442 x 6.400)

= 0.007

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 4.900 / 0.575

= 10.226 ≤ 33.093 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=895.795 , M2=11857.424)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.076) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1003423.536 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 782.995 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1284.123 mm, a = k1 x c = 1091.505 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1942971.843 = 44591.204 kN

∑Csi = 9020.761 kN, ∑Tsi = 7335.639 kN

Pn = 44591.204 + 9020.761 - 7335.639 = 46276.326 kN

Mn = Cc x 1065.612 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36234.180 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=782.996)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

반 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 46276.326 kN

ΦPn = 1.00 x 46276.326 = 46276.326 kN ≥ Pu = 15143.668 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.783 = 36234.143 kN.m ≥ Mu = 11857.420 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	2187.921	14872.705	6741.050	453.250

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 14872.705 x 0.00161 / (2063.798 x 6.400)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속된 압축부재이므로, k = 1.20

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 34 - 12 (M1/M2)

= 1.200 × 4.900 / 0.575

= 10.226 ≤ 28.090 ∴ 단주

여기서, M1,M2 : 기둥 양끝단 모멘트 (M1=3319.868 , M2=6741.052)

M1/M2의 값이 단일곡률일 때(+), 이중곡률일 때(-)

M1/M2(= 0.492) ≥ -0.5

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 4.900 m)

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 985469.454 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 453.250 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1644.922 mm, a = k1 x c = 1398.183 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2643846.251 = 60676.271 kN

∑Csi = 10749.776 kN, ∑Tsi = 2640.559 kN

Pn = 60676.271 + 10749.776 - 2640.559 = 68785.489 kN

Mn = Cc x 1056.163 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31176.820 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=453.247) | = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈏ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1644.922 mm, a = k1 x c = 1398.183 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1644.92) / 1644.92 = 0.00101

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

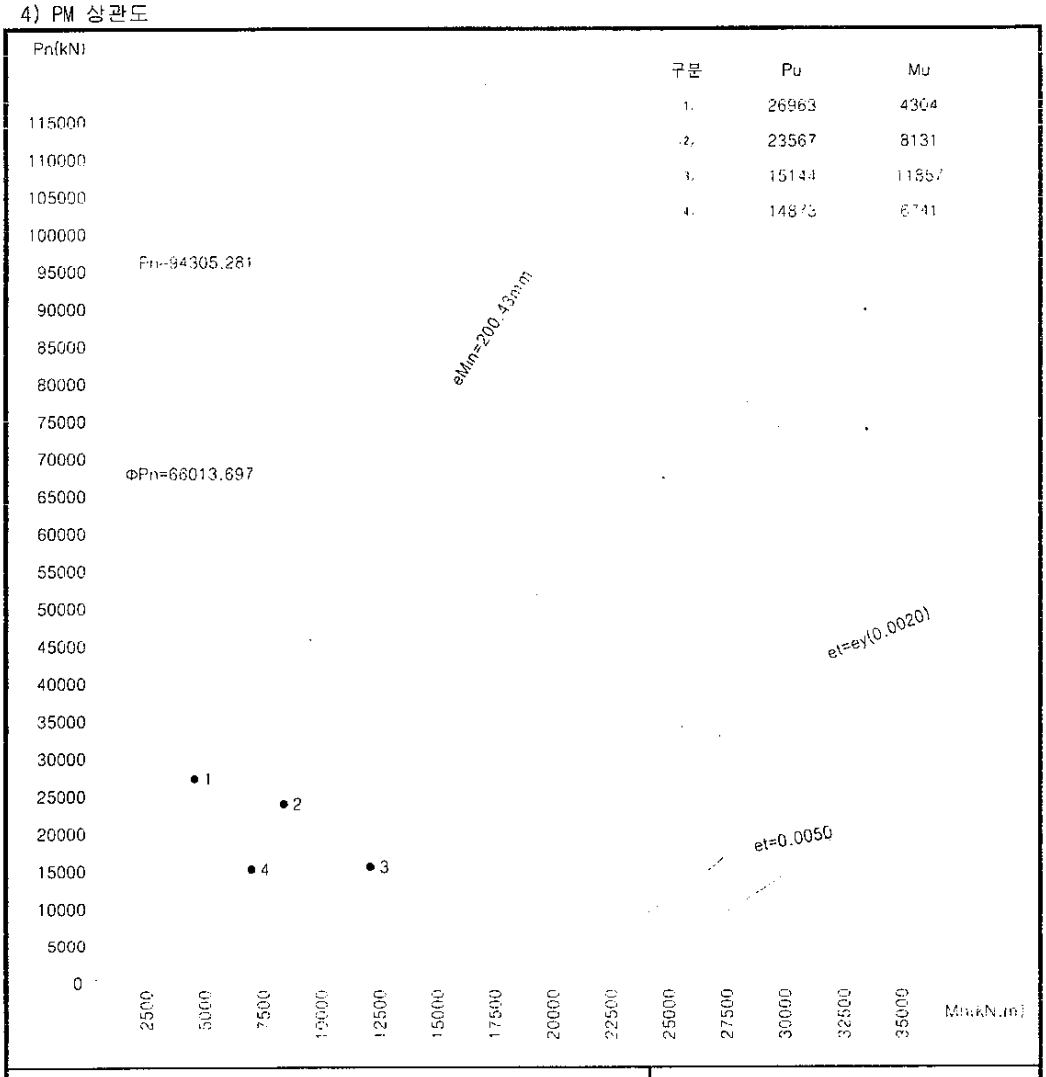
㈐ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 68785.489 kN

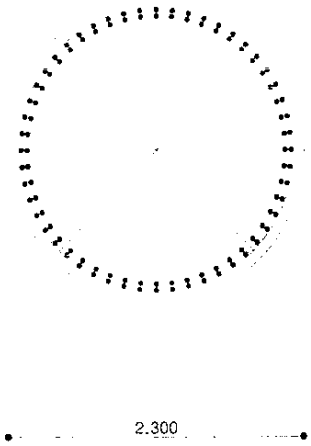
ΦPn = 0.70 x 68785.489 = 48149.842 kN ≥ Pu = 14872.705 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.453 = 21823.905 kN.m ≥ Mu = 6741.050 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
1.	26963	4304
2.	23567	8131
3.	15144	11857
4.	14873	8741



▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.921 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01438
1단 : H29-52Ea
2단 : H25-52Ea

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
ULB03	-19686.768	-26962.850	35.997	41.844	1.193	-0.00002	축력최대
ULB26	-18172.402	-18172.402	147.463	1890.743	715.914	0.00046	모멘트최대
ULB22	-15143.668	-15143.668	3675.938	14624.942	2619.751	0.00448	탄성설계
ULB22	-15143.668	-15143.668	1240.611	4888.282	2619.751	0.00448	소성설계
UEB26	-13629.301	-13629.301	154.347	1896.728	715.731	0.00046	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	0.014	0.060	O.K	66013.696	26962.850	44.897	2.448	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	66013.696	18172.402	1894.532	3.633	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	37334.607	15143.668	14683.677	2.465	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	66013.696	13629.301	1898.627	4.844	O.K

3) 기둥단면 검토

㉠ 축력최대 : (부재 39, ULB03)

㉮ 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	2187.921	26962.850	44.897	1.665

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 26962.850 x -0.00002 / (1.193 x 6.400)

= 0.068

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 7.938 / 0.575

= 28.991 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.068)

= 1.073

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.073 x 35.997

= 38.623 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.073 x 41.844

= 44.897 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1786565.730 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e ∴ 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 1.665 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 5881.105 mm, a = k1 x c = 4998.939 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 4155211.495 = 95362.104 kN

∑Csi = 22331.906 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 95362.104 + 22331.906 - 0.000 = 117694.010 kN

Mn = Cc x 2499.470 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 196.531 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1.670) | = 0.0047 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 5881.105 mm, a = k1 x c = 4998.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-5881.10) / 5881.10 = -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} = 94305.281 kN < Pn = 117694.010 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 26962.850 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.002 = 109.923 kN.m ≥ Mu = 44.897 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 39, 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	2187.921	18172.402	1894.532	104.253

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 18172.402 x 0.00046 / (715.914 x 6.400)

= 0.002

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 7.938 / 0.575

= 28.991 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 m)

㉢ 모멘트 확대계수 산정

δs = 1 / (1 - Q) ≥ 1.0

= 1 / (1 - 0.002)

= 1.002

㉣ 확대 모멘트 산정

M1 = M1ns + δs x M1s

= 0.000 + 1.002 x 147.463

= 147.758 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.002 x 1890.743

= 1894.532 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1204108.269 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748 166 mm, e = Mu/Pu = 104.253 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2415.949 mm, a = k1 x c = 2053.556 mm 를 사용

Cc = 0.85 x 27.0 x 3915682.304 = 89864.909 kN

∑Csi = 15033.582 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 89864.909 + 15033.582 - 0.000 = 104898.491 kN

Mn = Cc x 1088.130 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10936.256 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=104.256) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2415.949 mm, a = k1 x c = 2053.556 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2415.95) / 2415.95 = -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} = 94305.281 kN < Pn = 104898.491 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 18172.402 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.104 = 6882.143 kN.m ≥ Mu = 1894.532 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 39, ULB22)

가.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	2187.921	15143.668	14683.677	969.625

나. 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = ∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 15143.668 x 0.00448 / (2619.751 x 6.400)

= 0.004

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정,타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 7.938 / 0.575

= 28.991 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 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 3675.938

= 3690.701 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.004 x 14624.942

= 14683.677 kN.m

㉤ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1003423.536 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉥ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm. ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 969.625 mm)

㈐ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1138.972 mm, a = k1 x c = 968.126 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1660879.979 = 38117.196 kN

∑Csi = 8315.521 kN, ∑Tsi = 9098.110 kN

Pn = 38117.196 + 8315.521 - 9098.110 = 37334.607 kN

Mn = Cc x 1071.817 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36200.630 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=969.627)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈑ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 37334.607 kN

ΦPn = 1.00 x 37334.607 = 37334.607 kN ≥ Pu = 15143.668 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.970 = 36200.563 kN.m ≥ Mu = 14683.677 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	2187.921	13629.301	1898.627	139.305

㉯ 압축부재의 장주효과

㉠ 층 안정지수 산정

Q = .∑Pu*Δ / (Vu*Lc)

= 13629.301 x 0.00046 / (715.731 x 6.400)

= 0.001

여기서, ∑Pu : 층전체의 수직하중

Δ : 층상단의 상대변위

Vu : 층전단력

Lc : 절점을 중심으로 측정된 기둥의 길이(= 6.400 m)

㉡ 세장비 검토

횡구속이 없는 일단고정.타단자유의 압축부재이므로, k = 2.100

세장비 λ = k × Lu/r ≤ 22

= 2.100 × 7.938 / 0.575

= 28.991 > 22.000 ∴ 장주

여기서, r = √(I/A) = 0.575 : 부재단면의 최소회전반경

Lu : 압축부재의 비지지길이(= 7.938 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 154.347

= 154.501 kN.m

M2 = M2ns + δs x M2s

= 0.000 + 1.001 x 1896.728

= 1898.627 kN.m

㉰ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 903081.169 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉱ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 139.305 mm)

마 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2308.449 mm, a = k1 x c = 1962.182 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3775891.464 = 86656.709 kN

∑Csi = 14387.004 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 86656.709 + 14387.004 - 0.000 = 101043.713 kN

Mn = Cc x 1076.430 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14075.992 kN.m

편심오차 : | e - Mn/Pn(=139.306) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

바 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2308.449 mm, a = k1 x c = 1962.182 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2308.45) / 2308.45 = -0.00014

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

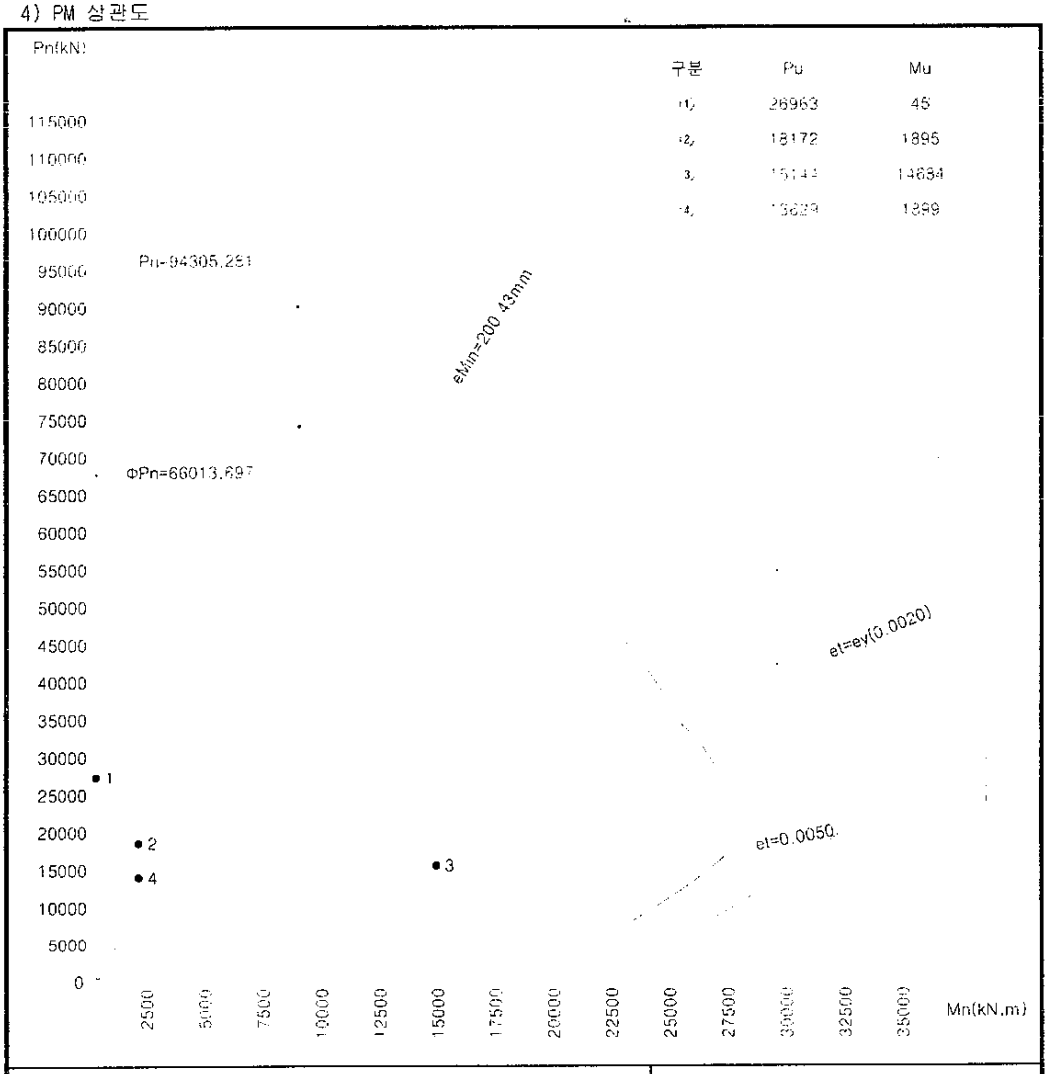
사 축방향력 및 휨에대한 검토

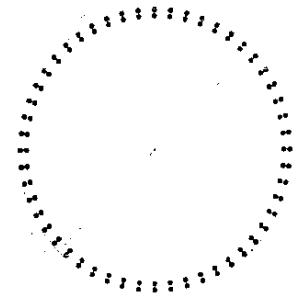
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN < Pn = 101043.713 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 13629.301 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.139 = 9196.023 kN.m ≥ Mu = 1898.627 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2,300

▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.921 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

▣ 사용 철근

Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01438
1단 : H29-52Ea
2단 : H25-52Ea

10.3 합성부재력 검토

1) 기둥부재력 집계 : 하단

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL03	-26962.850	38.623	4304.350	4304.523	축력최대
UL26	-18712.075	1894.532	5654.760	5963.687	모멘트최대
UL22	-15143.668	14683.677	6498.434	16057.397	탄성설계
UL22	-15143.668	14683.677	6498.434	16057.397	소성설계
UE26	-14168.975	1898.627	5191.470	5527.761	편심최대
UL20	-23566.797	330.739	8131.020	8137.744	모멘트최대
UE14	-14872.705	702.984	6741.050	6777.606	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 6472.440 kN.m를 사용하며,

교축방향 기둥검토시의 모멘트 확대계수를 적용한다.

My = 6472.440 x 1.004 = 6498.434 kN.m, 2) 교축방향 참조

- 지진시 모멘트(=6472.440) : [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	0.014	0.060	O.K	66013.696	26962.850	4304.523	2.448	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	57178.480	18712.075	5963.687	3.056	O.K
탄성설계	0.005	0.014	0.060	O.K	33743.948	15143.668	16057.397	2.228	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	52214.489	14168.975	5527.761	3.685	O.K
모멘트최대	0.005	0.014	0.060	O.K	55287.593	23566.797	8137.744	2.346	O.K
편심최대	0.005	0.014	0.060	O.K	47999.642	14872.705	6777.606	3.227	O.K

3) 기둥단면 검토

① 축력최대 : (부재 39, UL003)

【 기둥 : 하부 , 1/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=89.486도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	26962.850	4304.523	159.646

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1786565.730 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm. ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN. ∑Csi = 9180.543 kN. ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 159.646 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 2250.609 mm, a = k1 x c = 1913.018 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3693510.947 - 84766.076 kN

∑Csi = 14028.117 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 84766.076 + 14028.117 - 0.000 = 98794.193 kN

Mn = Cc x 1071.533 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15772.565 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=159.651)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 2250.609 mm, a = k1 x c = 1913.018 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-2250.61) / 2250.61 = -0.00007

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN < Pn = 98794.193 kN

ΦPn = 0.70 x 94305.281 = 66013.696 kN ≥ Pu = 26962.850 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.160 = 10538.852 kN.m ≥ Mu = 4304.523 kN.m ∴ O.K

② 모멘트최대 : (부재 39, UL026)

【 가둥 : 하부 . 2/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=71.477도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	18712.075	5963.687	318.708

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1239867.148 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 318.708 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1880.995 mm, a = k1 x c = 1598.846 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 3083013.884 = 70755.169 kN

∑Csi = 11901.327 kN, ∑Tsi = 972.953 kN

Pn = 70755.169 + 11901.327 - 972.953 = 81683.543 kN

Mn = Cc x 1056.137 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 26033.507 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=318.712) | = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1880.995 mm, a = k1 x c = 1598.846 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1881.00) / 1881.00 = 0.00051

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 81683.543 kN

ΦPn = 0.70 x 81683.543 = 57178.480 kN ≥ Pu = 18712.075 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.319 = 18223.236 kN.m ≥ Mu = 5963.687 kN.m ∴ O.K

③ 탄성설계 : (부재 39, UL022)

【 기둥 : 하부 , 3/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=1.00, θ=23.872도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	15143.668	16057.397	1060.337

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1003423.536 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm. ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN. ∑Csi = 9180.543 kN. ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 1060.337 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1079.421 mm, a = k1 x c = 917.508 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1546368.659 = 35489.161 kN

∑Csi = 8007.427 kN. ∑Tsi = 9752.639 kN

Pn = 35489.161 + 8007.427 - 9752.639 = 33743.948 kN

Mn = Cc x 1074.690 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 35779.678 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1060.329) | = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 33743.948 kN

ΦPn = 1.00 x 33743.948 = 33743.948 kN ≥ Pu = 15143.668 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.060 = 35779.970 kN.m ≥ Mu = 16057.397 kN.m ∴ O.K

④ 편심최대 : (부재 39, UE026)

[기둥 : 하부 , 5/7]

해설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=69.912도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	14168.975	5527.761	390.131

㉮ 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 938840.114 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉯ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020 784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 390.131 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1747.914 mm, a = k1 x c = 1485.727 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2838557.382 = 65144.892 kN

∑Csi = 11248.052 kN, ∑Tsi = 1800.816 kN

Pn = 65144.892 + 11248.052 - 1800.816 = 74592.127 kN

Mn = Cc x 1055.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 29100.533 kN.m

- 편심오차 , | e - Mn/Pn(=390.129) | = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1747.914 mm, a = k1 x c = 1485.727 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1747.91) / 1747.91 = 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} = 94305.281 kN ≥ Pn = 74592.127 kN

ΦPn = 0.70 x 74592.127 = 52214.489 kN ≥ Pu = 14168.975 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.390 = 20370.509 kN.m ≥ Mu = 5527.761 kN.m ∴ O.K

⑤ 모멘트최대 : (부재 39, UL020)

【 기둥 : 하부 , 6/7 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=87.671도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	23566.797	8137.744	345.305

㉯ 철근비 검도

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 1561542.340 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

㉰ 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 345.305 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1829.708 mm, a = k1 x c = 1555.252 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2989917.851 = 68618.615 kN

∑Csi = 11622.105 kN, ∑Tsi = 1258.444 kN

Pn = 68618.615 + 11622.105 - 1258.444 = 78982.276 kN

Mn = Cc x 1055.625 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27272.563 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=345.300)| = 0.0057 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1829.708 mm, a = k1 x c = 1555.252 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1829.71) / 1829.71 = 0.00061

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 78982.276 kN

ΦPn = 0.70 x 78982.276 = 55287.593 kN ≥ Pu = 23566.797 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.345 = 19091.108 kN.m ≥ Mu = 8137.744 kN.m ∴ O.K

⑥ 편심최대 : (부재 39, UE014)

【 기둥 : 하부 , 7/7 】

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.70, θ=84.046도(중립축각도)

피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
100.000	2187.921	14872.705	6777.606	455.708

나 철근비 검토

Ag = 4154756.28 mm² , Ast = 59753.20 mm² , Puse = 0.01438

- 1단 : H29 - 52EA (As=33404.800 mm²), d1 = 100.000 mm

- 2단 : H25 - 52EA (As=26348.400 mm²), d2 = 127.000 mm

ρmin (= 0.0050) ≤ ρuse (= 0.0144) ≤ ρmax (= 0.0600) ∴ O.K

ρmin = 0.010 x Aeff / Ag , Aeff = Pu / {Ψ0.80(0.85*fck+0.01*fy)} = 985469.454 mm²

Aeff는 ≥ ½Ag (= 2077378.142 mm²)이어야 하므로 2077378.142 mm² 를 적용.

다 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1312.752 mm, ab = k1 x cb = 1115.840 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1998897.424 = 45874.696 kN, ∑Csi = 9180.543 kN, ∑Tsi = 6909.810 kN

Pb = 45874.696 + 9180.543 - 6909.810 = 48145.429 kN

Mb = Cc x 1064.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 36020.784 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.166 mm, e = Mu/Pu = 455.708 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1640.832 mm, a = k1 x c = 1394.707 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 2636036.288 = 60497.033 kN

∑Csi = 10750.238 kN, ∑Tsi = 2676.354 kN

Pn = 60497.033 + 10750.238 - 2676.354 = 68570.917 kN

Mn = Cc x 1056.213 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 31247.841 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=455.701) | = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2300.00 - 100.00 = 2200.000 mm

c = 1640.832 mm, a = k1 x c = 1394.707 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2200.00-1640.83) / 1640.83 = 0.00102

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

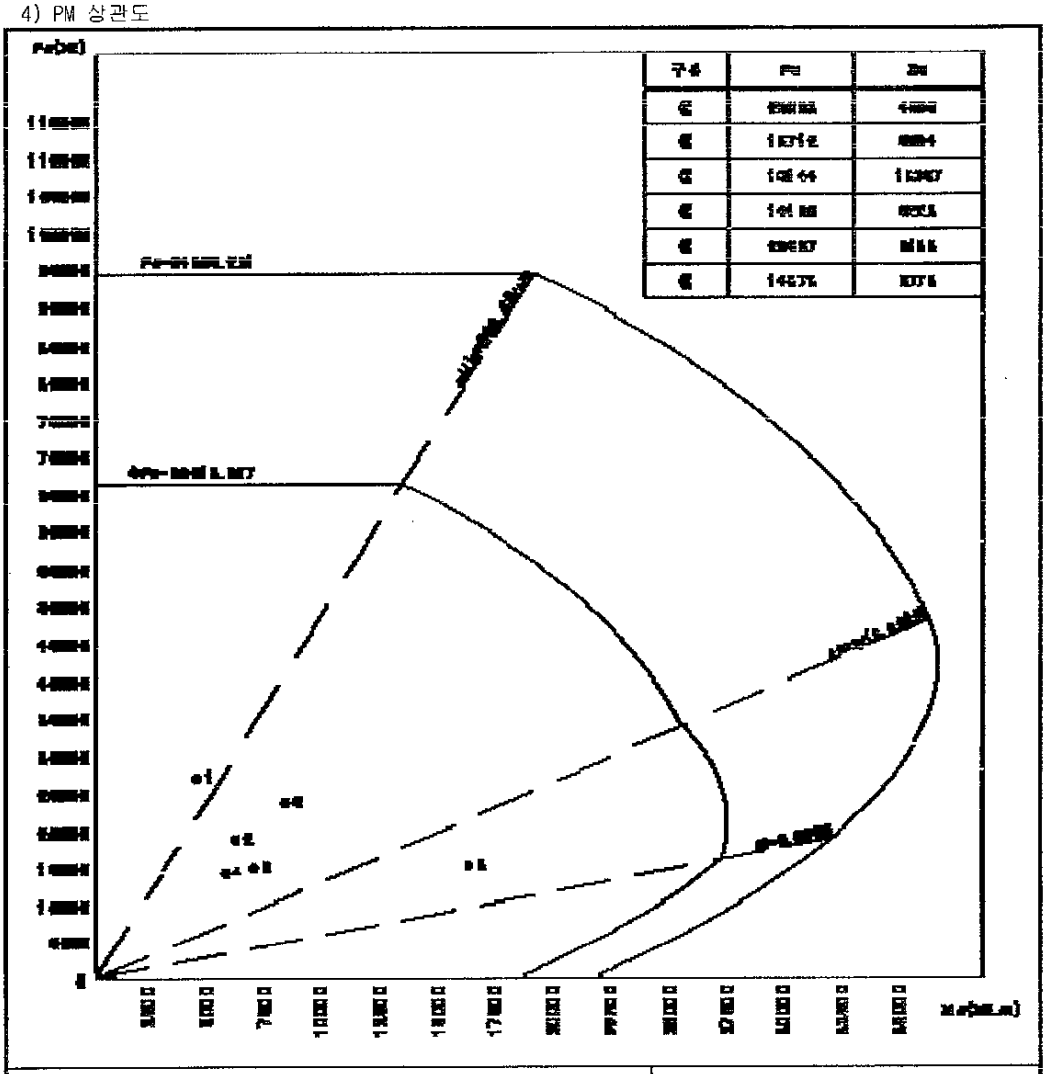
바 축방향력 및 휨에대한 검토

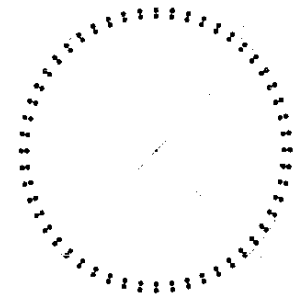
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 94305.281 kN ≥ Pn = 68570.917 kN

ΦPn = 0.70 x 68570.917 = 47999.642 kN ≥ Pu = 14872.705 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.456 = 21873.806 kN.m ≥ Mu = 6777.606 kN.m ∴ O.K

4) PM 상관도





2,300

▣ 단면제원

R = 1150.000 mm
D = 2187.921 mm
Ag = 4154756.284 mm²
Aeff = 2077378.142 mm²

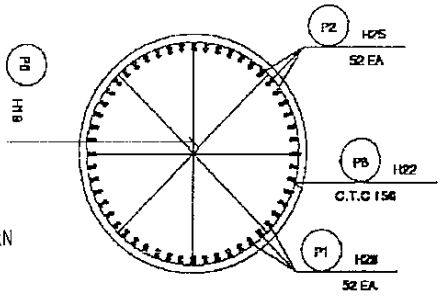
▣ 사용 철근

Ast = 59753.200 mm²
Puse = 0.01438
1단 : H29-52Ea
2단 : H25-52Ea

10.4 상시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL024 MAX. 「기둥부재력 집계」 참조

교축방향	V = 1.027 kN
교축직각방향	V = 2815.666 kN
합성전단력	V = 2815.666 kN
축방향력	P = 23273.166 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.80)

Vn = Vmax / Φ = 2815.666 / 0.80 = 3519.583 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 112.079 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 642.910 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 642.910

= 1792.910 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Nu / 14Ag) x √(fck) x b x d

= 1/6 x { 1 + 23273.166 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0

x 2300.000 x 1792.910

= 5000.113 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2500.056 kN < Vn ≤ Vc = 5000.113 ∴ 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

Ⅲ철근의 수직 간격 S = 150.0 mm, d = 1792.910 mm, fy = 400.0 MPa

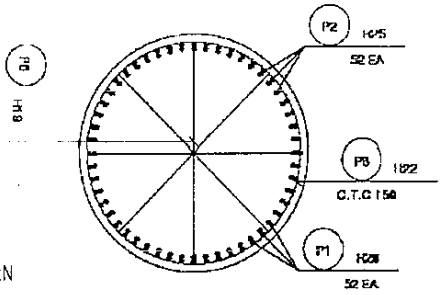
사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²

→ 774.200 mm² ≥ 301.875 mm² ∴ O.K

10.5 지진시 전단설계

(1) 기둥에 발생하는 최대전단력 : UL022 MAX. 『기둥부재력 집계』 참조

교축방향	V =	1323.339 kN
교축직각방향	V =	3515.678 kN
합성전단력	V =	3756.490 kN
축방향력	P =	16039.252 kN



(2) 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 1.00)

Vn = Vmax / Φ = 3756.490 / 1.00 = 3756.490 kN

(3) 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

① 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

h = 2300.000 mm d' = 112.079 mm

Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

= 642.910 mm

d = h/2 + Zs

= 2300.000/2 + 642.910

= 1792.910 mm

② 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

Vc = 1/6 x (1 + Pu / 14Ag) x √fck x b x d

= 1/6 x { 1 + 16039.252 x 1000 / (14 x 4154756.284) } x √27.0

x 2300.000 x 1792.910

= 4555.976 kN

③ 필요철근 전단력 Vs

Vc/2 = 2277.988 kN ≤ Vn ≤ Vc = 4555.976 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 = 1792.910 mm, fy = 400.0 MPa

사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²

→ 774.200 mm² ≥ 301.875 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 = 4900.0 / 6 = 816.7 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 최소단면치수 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

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
SV010	19114.865	1409.472	-3003.087	23906.015	139850.188	43.196	축력최대
SV015	15622.497	476.081	3323.336	20413.647	119419.835	4323.106	모멘트최대
SV015	15622.497	476.081	3323.336	20413.647	119419.835	4323.106	편심최대
SV022	16039.252	3515.678	10006.675	20830.402	121857.852	17389.598	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 11.700 x 2.100 x 25.000 = 4791.150 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 11.700 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.100 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/m^3)

= 284496.716 x 54 / (11.700 x 7.800) = 168341.252 kN/m^3

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 284496.716 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

l : 확대기초의 길이 (= 11.700 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.800 m)

n*m : 말뚝의 개수 (= 54 본)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

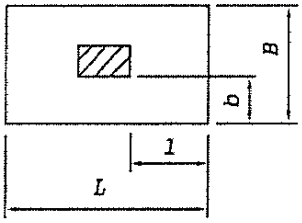
β = ⁴√{(3 x 168341.252) / (27804000.000 x 2.100³)} = 0.210 (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.750,3.900) = 3.900

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 5.850

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 5.850



β λ = 0.210 x 3.900 = 0.821 ≤ 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
UL002	27646.658	1163.772	-1048.030	33875.153	198169.645	1395.891	축력최대
UE015	14716.345	810.107	4403.976	19267.937	112717.434	6105.201	모멘트최대
UE015	14716.345	810.107	4403.976	19267.937	112717.434	6105.201	편심최대
UL022	16039.252	3515.678	10006.675	20830.402	121857.852	17389.598	지진시
SV010	19114.865	1409.472	-3003.087	23906.015	139850.188	43.196	축력최대
SV015	15622.497	476.081	3323.336	20413.647	119419.835	4323.106	모멘트최대
SV015	15622.497	476.081	3323.336	20413.647	119419.835	4323.106	편심최대
SV022	16039.252	3515.678	10006.675	20830.402	121857.852	17389.598	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 11.700 x 2.100 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 11.700 m

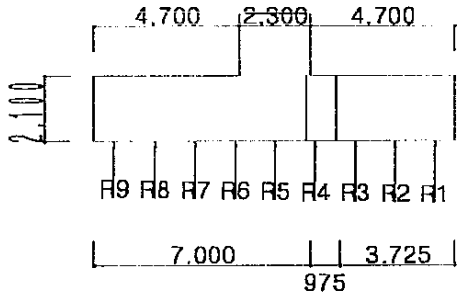
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.100 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 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
R8 = Ru8 x 6본
R9 = Ru9 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV010	2790.492	2756.925	2723.358	2689.791	2656.224	2622.657
SV015	2532.647	2466.531	2400.415	2334.299	2268.183	2202.067
SV015	2532.647	2466.531	2400.415	2334.299	2268.183	2202.067
SV022	3468.916	3180.31	2891.703	2603.096	2314.489	2025.882
UL002	3943.943	3898.934	3853.925	3808.915	3763.906	3718.897
UE015	2527.274	2430.676	2334.078	2237.48	2140.882	2044.284
UE015	2527.274	2430.676	2334.078	2237.48	2140.882	2044.284
UL022	3468.916	3180.31	2891.703	2603.096	2314.489	2025.882

구 분	R7	R8	R9
SV010	2589.09	2555.523	2521.956
SV015	2135.951	2069.835	2003.719
SV015	2135.951	2069.835	2003.719
SV022	1737.275	1448.669	1160.062
UL002	3673.887	3628.878	3583.869
UE015	1947.686	1851.088	1754.49
UE015	1947.686	1851.088	1754.49
UL022	1737.275	1448.669	1160.062

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 3.725 x 2.100 x 7.800 x 25.000 = 1525.387 kN

Ma = 4.831 x 2.100 x 7.800 x 25.000 x 4.831/2 = 4778.570 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2+ R3

Ma = R1 x -4.181+ R2 x -2.881+ R3 x -1.581+ R4 x -0.281

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV010	8270.775	24671.208	6745.387	19892.637	
SV015	7399.593	22146.066	5874.205	17367.495	
SV015	7399.593	22146.066	5874.205	17367.495	
SV022	9540.929	28969.263	8015.541	24190.693	

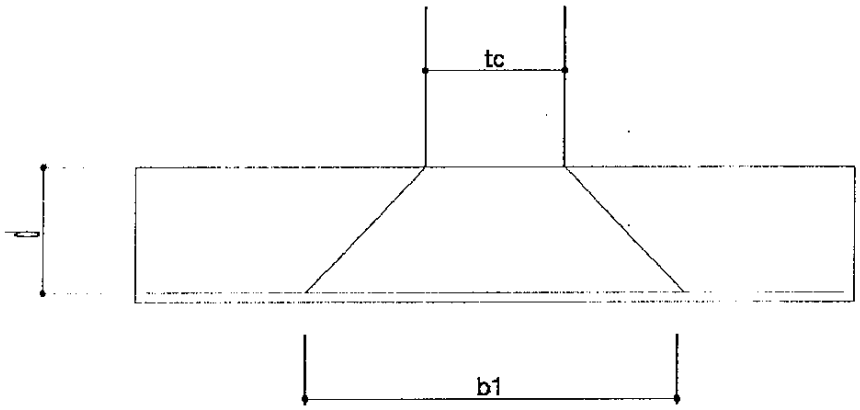
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉮ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL002	11696.802	34885.815	9713.798	28673.673	
UE015	7292.029	21888.222	5842.911	17348.580	
UE015	7292.029	21888.222	5842.911	17348.580	
UL022	9540.929	28969.263	8015.541	24190.693	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



$b = tc + 2 \cdot d \le B$

$= 6100.00$ mm

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.

나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 25168.602 mm² , 기초단면 검토 참조)

β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 11.700/7.800 = 1.500)

As,m = 2 / (1 + 1.500) x 251.686 = 20134.882 mm²

→ 유효폭내에 배치된 철근량은 37538.774 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.

: 사용철근 = D22 - 93EA, D22 - 93EA ∴ O.K

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)
7800.00	2100.00	1905.28	150.00	28673.67	9713.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 90505.800 x 400.00 = 36202320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7800.000 = 179010.000 x a

T = C 이므로, a = 202.236 mm, c = 202.236 / β1 = 202.236 / 0.85 = 237.925 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1950.00 - 237.925) / 237.925 = 0.02159

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 45476.127 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 90505.8 mm² (철근도심 : 194.7 mm), [사용률 = 1.990]

1단 : H32 - 63.0 EA (= 50034.6 mm²)

2단 : H29 - 63.0 EA (= 40471.2 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 7800.0 x 1200.0 = 14040.000 mm²

As,req = 45476.127 mm²

ρmin = Max(45476.127, 14040.000) / bd = 0.00306

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00609

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 202.236 mm

ΦMn = 0.85 x 90505.800 x 400 x (1905.28 - a/2) = 55517.720 kN.m

≥ Mu (= 28673.673 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.936]

* 전단에 대한 검토 (d = 1905.28 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7800.00 x 1905.28 = 10296.148 kN

≥ Vu (= 9713.798 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단. 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H22 - 93.0 FA

    H22 - 93.0 EA

    H22 - 93.0 EA = 108000.900 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 11700.0 = 36855.0 ㎟ < 108000.9 ㎟

    (108000.900 / 11.700) = 9230.846 ㎟ > (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 : H22 - 93.0 EA

    H22 - 93.0 EA = 36000.300 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 36000.300 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 19892.637 \times 1000000 / [90505.800 \times (1905.283 - 481.008/3)]$

  = 125.960 MPa

  $\chi = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

  $= -7 \times 90505.800/7800.0 + 7 \times 90505.800/7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7800.0 \times 1905.3/(7 \times 90505.800)]}$

  = 481.008 ㎜

  사용철근량 = 90505.8 ㎟ (철근도심 : 194.7 ㎜)

  1단 : H32 - 63.0 EA (= 50034.6 ㎟)

  2단 : H29 - 63.0 EA (= 40471.2 ㎟)

  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 / 125.96) - 2.5 x 134.00 = 290.20 ㎜

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 125.96) = 500.16 ㎜

  Sa는 작은 값인 290.20 ㎜ 를 적용

  S = 7800.00 / 63.0 EA = 123.81 ≤ Sa (= 290.20 ㎜) ∴ 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
SVB24	19100.976	499.210	-1030.438	23892.126	93179.291	17.903	축력최대
SVB26	16039.252	617.834	-1691.819	20830.402	81238.568	394.367	모멘트최대
SVB26	16039.252	617.834	-1691.819	20830.402	81238.568	394.367	편심최대
SVB22	16039.252	2857.229	15252.929	20830.402	81238.568	21253.109	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

$\sum V = P + W$, $W = 7.800 \times 11.700 \times 2.100 \times 25.000 = 4791.150$ kN

$Mr = \sum V \times B/2$, $B = 7.800$ m

$Mx = M + P \times e$, $e = 0.000$ m

$Mo = |Mx + Vy \times h|$, $h = 2.100$ 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
ULB02	27646.658	1.179	-14.795	33875.153	132113.097	12.319	축력최대
ULB26	19247.102	741.401	-2030.182	24996.482	97486.280	473.239	모멘트최대
UEB26	14435.327	741.585	-2028.115	18747.362	73114.712	470.787	편심최대
ULB22	16039.252	2857.229	15252.929	20830.402	81238.568	21253.109	지진시
SVB24	19100.976	499.210	-1030.438	23892.126	93179.291	17.903	축력최대
SVB26	16039.252	617.834	-1691.819	20830.402	81238.568	394.367	모멘트최대
SVB26	16039.252	617.834	-1691.819	20830.402	81238.568	394.367	편심최대
SVB22	16039.252	2857.229	15252.929	20830.402	81238.568	21253.109	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 11.700 x 2.100 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.800 m

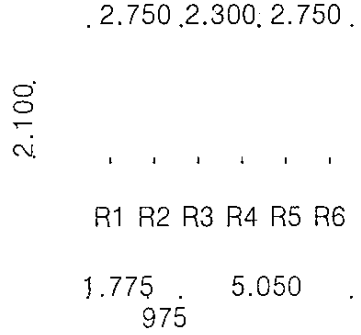
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.100 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 9본
R2 = Ru2 x 9본
R3 = Ru3 x 9본
R4 = Ru4 x 9본
R5 = Ru5 x 9본
R6 = Ru6 x 9본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB24	4083.128	4042.685	4002.242	3961.8	3921.357	3880.914
SVB26	3636.999	3570.893	3504.787	3438.681	3372.575	3306.469
SVB26	3636.999	3570.893	3504.787	3438.681	3372.575	3306.469
SVB22	6221.254	5121.446	4021.638	2921.83	1822.021	722.213
ULB02	5647.421	5646.796	5646.171	5645.546	5644.921	5644.296
ULB26	4364.398	4285.071	4205.744	4126.417	4047.09	3967.762
UEB26	3322.65	3243.414	3164.178	3084.942	3005.706	2926.47
ULB22	6221.254	5121.446	4021.638	2921.83	1822.021	722.213

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.775 x 2.100 x 11.700 x 25.000 = 1090.294 kN

Ma = 2.881 x 2.100 x 11.700 x 25.000 x 2.881/2 = 2549.187 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.231+ R2 x 0.931

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 41.20%의 값을 적용

→(1.906 + 0.500/2 -1.950) / 0.500 = 0.412

㉰ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB24	5748.714	12873.198	4658.420	10324.011	
SVB26	5108.207	11438.645	4017.913	8889.458	
SVB26	5108.207	11438.645	4017.913	8889.458	
SVB22	8331.290	18647.684	7240.996	16098.497	

※ 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)	
ULB02	7973.901	17856.564	6556.520	14542.621	
ULB26	6129.848	13726.374	4821.495	10667.350	
UEB26	4658.937	10432.452	3677.673	8138.184	
ULB22	8331.290	18647.684	7240.996	16098.497	

※ 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)
11700.00	2100.00	1900.00	150.00	16098.50	7241.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 72000.600 x 400.00 = 28800240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 11700.000 = 268515.000 x a

T = C 이므로, a = 107.257 mm, c = 107.257 / β1 = 107.257 / 0.85 = 126.185 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1950.00 - 126.185) / 126.185 = 0.04336

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 25168.602 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 72000.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm) , [사용률 = 2.861]

1단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 mm²)

2단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 11700.0 x 1200.0 = 21060.000 mm²

As.req = 25168.602 mm²

ρmin = Max(25168.602, 21060.000) / bd = 0.00113

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00324

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 107.257 mm

ΦMn = 0.85 x 72000.600 x 400 x (1900.00 - a/2) = 45199.545 kN.m

≥ Mu (= 16098.497 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.808]

* 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 11700.00 x 1900.00 = 15401.396 kN

≥ Vu (= 7240.996 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

  * 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

    단. 단위M당 1800 ㎟ 이하

    사용철근량 : H32 - 63.0 EA

    H29 - 63.0 EA

    H32 - 32.0 EA = 115920.200 ㎟

    필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 7800.0 = 24570.0 ㎟ < 115920.2 ㎟

    (115920.200 / 7.800) = 14861.564 ㎟ > (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 - 63.0 EA

    H29 - 63.0 EA = 25414.400 ㎟

    필요철근량 : 300.000 ㎟ < 25414.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

  ① 응력 산정

  $f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10324.011 \times 1000000 / [72000.600 \times (1900.000 - 363.800/3)]$

  $= 80.612$ MPa

  $\chi = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

  $= -7 \times 72000.600/11700.0 + 7 \times 72000.600/11700.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 11700.0 \times 1900.0/(7 \times 72000.600)]}$

  $= 363.800$ mm

  사용철근량 = 72000.6 ㎟ (철근도심 : 200.0 mm)

  1단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 ㎟)

  2단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 ㎟)

  ② 철근의 최대 중심간격

  Cc = 150.00 - 22/2 = 139.00 mm

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

  Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 80.61) - 2.5 x 139.00 = 629.40 mm

  300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 80.61) = 781.52 mm

  Sa는 작은 값인 629.40 mm 를 적용

  S = 11700.00 / 93.0 EA = 125.81 ≤ Sa (= 629.40 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
SV021	18881.216	715.949	1051.888	23672.366	138483.341	2555.381	축력최대
SV020	18853.437	2080.981	6504.819	23644.587	138320.834	10874.879	모멘트최대
SV014	15532.645	1823.044	5763.475	20323.795	118894.201	9591.867	편심최대
SV022	15143.668	1827.442	11857.424	19934.818	116618.685	15695.053	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 11.700 x 2.100 x 25.000 = 4791.150 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 11.700 m

My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.100 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/m^3)

= 284496.716 x 54 / (11.700 x 7.800) = 168341.252 kN/m^3

$$k_p = k_v \cdot \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$$

Kv : 개 말뚝의 축방향 스프링정수 (= 284496.716 kN/m) , 『말뚝계산』 참조

L : 확대기초의 길이 (= 11.700 m)

B : 확대기초의 폭 (= 7.800 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27804000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.100 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

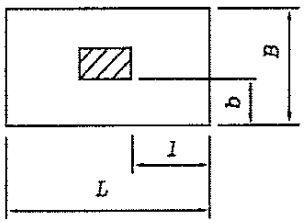
$\beta = \sqrt[4]{\{(3 \times 168341.252) / (27804000.000 \times 2.100^3)\}} = 0.210$ (m-1)

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

λ = max(l,b) = max(2.750,3.900) = 3.900

다만, l ≥ L/20이면 l = L/2 = 5.850

b ≥ B/20이면 b = B/2 = 5.850



βλ = 0.210 x 3.900 = 0.821 ≤ 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
UL003	26962.850	1703.247	4304.354	33191.345	194169.368	7881.173	축력최대
UL020	23566.797	2601.227	8131.024	29555.734	172901.047	13593.601	모멘트최대
UE014	14872.705	2063.798	6741.052	19424.297	113632.140	11075.028	편심최대
UL022	15143.668	1827.442	11857.424	19934.818	116618.685	15695.053	지진시
SV021	18881.216	715.949	1051.888	23672.366	138483.341	2555.381	축력최대
SV020	18853.437	2080.981	6504.819	23644.587	138320.834	10874.879	모멘트최대
SV014	15532.645	1823.044	5763.475	20323.795	118894.201	9591.867	편심최대
SV022	15143.668	1827.442	11857.424	19934.818	116618.685	15695.053	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 11.700 x 2.100 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 11.700 m

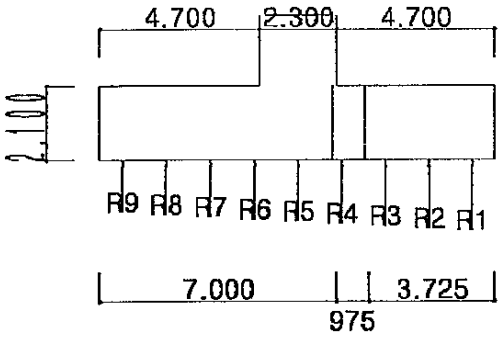
My = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |My + Vx x h|, h = 2.100 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 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

R8 = Ru8 x 6본

R9 = Ru9 x 6본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SV021	2827.304	2778.044	2728.784	2679.523	2630.263	2581.003
SV020	3375.217	3188.207	3001.197	2814.187	2627.176	2440.166
SV014	2916.823	2752.167	2587.511	2422.855	2258.199	2093.544
SV022	3152.95	2918.457	2683.965	2449.472	2214.98	1980.487
UL003	4248.327	4108.227	3968.127	3828.027	3687.927	3547.827
UL020	4219.022	3985.259	3751.496	3517.733	3283.97	3050.208
UE014	2914.865	2725.712	2536.56	2347.408	2158 255	1969.103
UL022	3152.95	2918.457	2683.965	2449.472	2214.98	1980.487

구 분	R7	R8	R9
SV021	2531.742	2482.482	2433.221
SV020	2253.156	2066.146	1879.135
SV014	1928.888	1764.232	1599.576
SV022	1745.995	1511.502	1277.01
UL003	3407.727	3267.627	3127.527
UL020	2816.445	2582.682	2348.919
UE014	1779.95	1590.798	1401.646
UL022	1745.995	1511.502	1277.01

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 3.725 x 2.100 x 7.800 x 25.000 = 1525.387 kN

Ma = 4.831 x 2.100 x 7.800 x 25.000 x 4.831/2 = 4778.570 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2+ R3

Ma = R1 x -4.181+ R2 x -2.881+ R3 x -1.581+ R4 x -0.281

다 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SV021	8334.132	24891.657	6808.745	20113.087	
SV020	9564.621	28832.687	8039.234	24054.117	
SV014	8256.501	24895.907	6731.114	20117.337	
SV022	8755.371	26522.207	7229.984	21743.636	

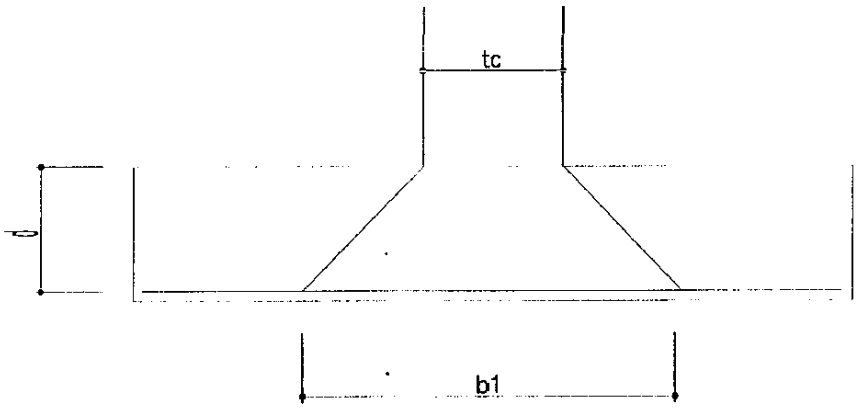
※ 사용하중단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력

㉲ 계수하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		계수단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)	
UL003	12324.681	36947.343	10341.678	30735.201	
UL020	11955.777	36040.861	10049.043	30067.648	
UE014	8177.137	24709.751	6728.019	20170.109	
UL022	8755.371	26522.207	7229.984	21743.636	

※ 계수단면력 = 말뚝반력에 의한 단면력 - 자중에 의한 단면력 x 사하중계수

③ 2방향 직사각형 확대기초의 휨철근배치 : [도로교 설계기준] 5.4.5.5



b = tc + 2·d ≤ B
= 6100.00 mm

b : 유효폭
B : 확대기초 전폭
tc : 교각구체폭
d : 확대기초 유효높이

㉮ 긴 변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치하여야한다.

㉯ 짧은 변 방향의 휨철근은 아래식으로 결정되는 철근량을 확대기초의 짧은 변의 폭만큼의 중심구간 폭에 걸쳐 균등하게 배치하여야 하며, 중심구간폭은 중심선은 기둥 또는 교각의 중심선으로 한다.
나머지 철근량은 기초 중심구간 폭의 외측부분에 균등하게 배치하여야 한다.

$$A_{s,m} = \frac{2}{1+\beta} A_{s,s}$$

As,s : 기초 짧은 변 방향에 대하여 필요한 총 철근량 (= 23720.100 mm² , 기초단면 검토 참조)
β : 확대기초의 짧은 변에 대한 긴 변의 비 (= 11.700/7.800 = 1.500)
As,m = 2 / (1 + 1.500) x 237.201 = 18976.080 mm²
→ 유효폭내에 배치된 철근량은 37538.774 mm² 이므로 위 조건에 만족한다.
: 사용철근 = D22 - 93EA, D22 - 93EA ∴ O.K

1) 단면 검토 : 교직-지정부

* 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)
7800.00	2100.00	1905.28	150.00	30735.20	10341.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 90505.800 x 400.00 = 36202320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 7800.000 = 179010.000 x a

T = C 이므로, a = 202.236 mm, c = 202.236 / β1 = 202.236 / 0.85 = 237.925 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1950.00 - 237.925) / 237.925 = 0.02159

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 48844.819 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 90505.8 mm² (철근도심 : 194.7 mm), [사용률 = 1.853]

1단 : H32 - 63.0 EA (= 50034.6 mm²)

2단 : H29 - 63.0 EA (= 40471.2 mm²)

* 철근비 검토

As.temp = 0.0015 x 7800.0 x 1200.0 = 14040.000 mm²

As.req = 48844.819 mm²

ρmin = Max(48844.819, 14040.000) / bd = 0.00329

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00609

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 202.236 mm

ΦMn = 0.85 x 90505.800 x 400 x (1905.28 - a/2) = 55517.720 kN.m

≥ Mu (= 30735.201 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.806]

* 전단에 대한 검토 (d = 1905.28 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 7800.00 x 1905.28 = 10296.148 kN

< Vu (= 10341.678 kN) , 전단보강 필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단. 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H22 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA = 108000.900 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 11700.0 = 36855.0 ㎟ < 108000.9 ㎟

(108000.900 / 11.700) = 9230.846 ㎟ > (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 : H22 - 93.0 EA

H22 - 93.0 EA = 36000.300 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 36000.300 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 24054.117 \times 1000000 / [90505.800 \times (1905.283 - 481.008/3)]$

= 152.311 MPa

$\chi = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

$= -7 \times 90505.800/7800.0 + 7 \times 90505.800/7800.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 7800.0 \times 1905.3/(7 \times 90505.800)]}$

= 481.008 mm

사용철근량 = 90505.8 ㎟ (철근도심 : 194.7 mm)

1단 : H32 - 63.0 EA (= 50034.6 ㎟)

2단 : H29 - 63.0 EA (= 40471.2 ㎟)

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 / 152.31) - 2.5 x 134.00 = 182.03 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 152.31) = 413.63 mm

Sa는 작은 값인 182.03 mm 를 적용

S = 7800.00 / 63.0 EA = 123.81 ≤ Sa (= 182.03 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
SVB25	18626.927	500.797	-996.201	23418.077	91330.500	55.472	축력최대
SVB26	15143.668	596.595	-1575.619	19934.818	77745.790	322.770	모멘트최대
SVB26	15143.668	596.595	-1575.619	19934.818	77745.790	322.770	편심최대
SVB22	15143.668	2619.751	14624.942	19934.818	77745.790	20126.420	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 11.700 x 2.100 x 25.000 = 4791.150 kN

Mr = ∑V x B/2, B = 7.800 m

Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.100 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
ULB03	26962.850	1.193	35.997	33191.345	129446.245	38.503	축력최대
UEB26	13629.301	715.731	-1896.728	17941.336	69971.210	393.694	모멘트최대
UEB26	13629.301	715.731	-1896.728	17941.336	69971.210	393.694	편심최대
ULB22	15143.668	2619.751	14624.942	19934.818	77745.790	20126.420	지진시
SVB25	18626.927	500.797	-996.201	23418.077	91330.500	55.472	축력최대
SVB26	15143.668	596.595	-1575.619	19934.818	77745.790	322.770	모멘트최대
SVB26	15143.668	596.595	-1575.619	19934.818	77745.790	322.770	편심최대
SVB22	15143.668	2619.751	14624.942	19934.818	77745.790	20126.420	지진시

註) 기초중앙의 부재력은 기둥의 부재력을 합산한 값을 사용한다.

∑V = P + W, W = 7.800 x 11.700 x 2.100 x 25.000 x 하중계수

Mr = ∑V x B/2, B = 7.800 m

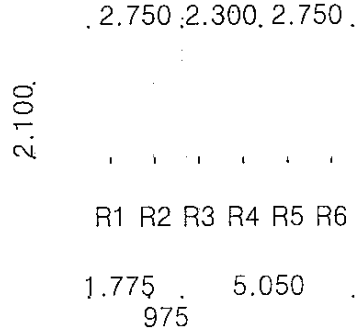
Mx = M + P x e, e = 0.000 m

Mo = |Mx + Vy x h|, h = 2.100 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 9본
R2 = Ru2 x 9본
R3 = Ru3 x 9본
R4 = Ru4 x 9본
R5 = Ru5 x 9본
R6 = Ru6 x 9본

구 분	R1	R2	R3	R4	R5	R6
SVB25	4008.486	3966.297	3924.107	3881.918	3839.729	3797.54
SVB26	3475.795	3414.465	3353.135	3291.805	3230.474	3169.144
SVB26	3475.795	3414.465	3353.135	3291.805	3230.474	3169.144
SVB22	5912.173	4876.292	3840.41	2804.529	1768.648	732.767
ULB03	5536.279	5534.524	5532.769	5531.013	5529.258	5527.502
UEB26	3174.864	3101.007	3027.151	2953.294	2879.438	2805.581
UEB26	3174.864	3101.007	3027.151	2953.294	2879.438	2805.581
ULB22	5912.173	4876.292	3840.41	2804.529	1768.648	732.767

㉮ 기초자중에 의한 단면력

Vb = 1.775 x 2.100 x 11.700 x 25.000 = 1090.294 kN

Ma = 2.881 x 2.100 x 11.700 x 25.000 x 2.881/2 = 2549.187 kN.m

㉯ 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R1+ R2

Ma = R1 x 2.231+ R2 x 0.931

※전단력 계산시 R2의 반력은 콘크리트구조설계기준 12.3.2 (4)에 의해 41.20%의 값을 적용

→(1.906 + 0.500/2 -1.950) / 0.500 = 0.412

㉮ 사용하중 단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중 단면력		비 고
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)	
SVB25	5642.600	12635.554	4552.306	10086.367	
SVB26	4882.555	10933.366	3792.261	8384.179	
SVB26	4882.555	10933.366	3792.261	8384.179	
SVB22	7921.205	17729.885	6830.911	15180.698	

※ 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)	
ULB03	7816.503	17504.081	6399.121	14190.138	
UEB26	4452.479	9970.159	3471.215	7675.891	
UEB26	4452.479	9970.159	3471.215	7675.891	
ULB22	7921.205	17729.885	6830.911	15180.698	

※ 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)
11700.00	2100.00	1900.00	150.00	15180.70	6830.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 72000.600 x 400.00 = 28800240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 11700.000 = 268515.000 x a

T = C 이므로, a = 107.257 mm, c = 107.257 / β1 = 107.257 / 0.85 = 126.185 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1950.00 - 126.185) / 126.185 = 0.04336

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 23720.100 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 72000.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 3.035]

1단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 mm²)

2단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 mm²)

* 철근비 검토

As,temp = 0.0015 x 11700.0 x 1200.0 = 21060.000 mm²

As,req = 23720.100 mm²

ρmin = Max(23720.100, 21060.000) / bd = 0.00107

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00324

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin ⟶ 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 107.257 mm

ΦMn = 0.85 x 72000.600 x 400 x (1900.00 - a/2) = 45199.545 kN.m

≥ Mu (= 15180.698 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.977]

* 전단에 대한 검토 (d = 1900.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 11700.00 x 1900.00 = 15401.396 kN

≥ Vu (= 6830.911 kN) , 전단보강 불필요.

- 수평철근 검토

* 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

단. 단위M당 1800 ㎟ 이하

사용철근량 : H32 - 63.0 EA

H29 - 63.0 EA

H32 - 32.0 EA = 115920.200 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 2100.0 x 7800.0 = 24570.0 ㎟ < 115920.2 ㎟

(115920.200 / 7.800) = 14861.564 ㎟ > (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 - 63.0 EA

H29 - 63.0 EA = 25414.400 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 25414.400 ㎟ ∴ O.K

- 사용성 검토

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 10086.367 \times 1000000 / [72000.600 \times (1900.000 - 363.800/3)]$

$= 78.757$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x72000.600/11700.0 + 7x72000.600/11700.0 \times \sqrt{[(1 + 2x11700.0x1900.0/(7x72000.600)]}$

$= 363.800$ mm

사용철근량 = 72000.6 ㎟ (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 ㎟)

2단 : H22 - 93.0 EA (= 36000.3 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 150.00 - 22/2 = 139.00 mm

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.76) - 2.5 x 139.00 = 652.41 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 78.76) = 799.93 mm

Sa는 작은 값인 652.41 mm 를 적용

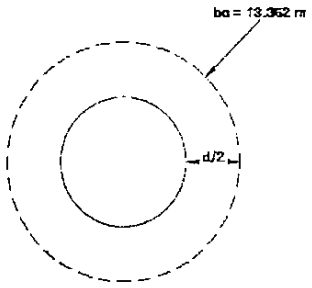
S = 11700.00 / 93.0 EA = 125.81 ≤ Sa (= 652.41 mm) ∴ O.K

13. 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 최대 연직하중(Vu) : -27646.658 kN

2) PUNCHING SHEAR 검토위치 : 기둥전면 d/2

3) 위험단면 길이(bo) = 13.352 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 13.352 x 1.950
= 67643.383 kN

② Vc2 = 1/6 x (1 + (αs · d)/(2 · bo)) x √(Fck) x bo x d
= 1/6 x (1 + (40 · 1.950)/(2 · 13.352)) x √(27) x 13.352 x 1.950
= 88409.026 kN

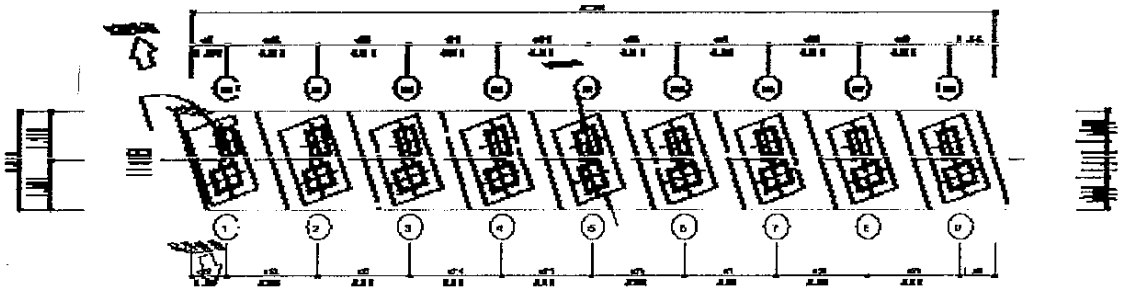
③ Vc3 = 1/3 x √(Fck) x bo x d
= 1/3 x √(27) x 13.352 x 1.950
= 45095.588 kN

--------- 이중 작은 값 사용

∴ 콘크리트가 부담하는 전단강도(φVc) = 0.80 x 45095.588 = 36076.471 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 50.360 = 451.801 mm

㉡ 후열

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 x 50.300 = 451.499 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	451.801	550.000	700.000	500.790	O.K
2	451.801	550.000	700.000	578.713	O.K
3	451.801	550.000	700.000	584.602	O.K
4	451.801	550.000	700.000	590.491	O.K
5	451.801	700.000	550.000	550.894	O.K
6	451.801	550.000	700.000	602.271	O.K
7	451.801	550.000	700.000	608.161	O.K
8	451.801	550.000	700.000	614.051	O.K
9	451.801	550.000	700.000	619.940	O.K
10	451.499	730.000	430.000	538.439	O.K
11	451.499	730.000	430.000	544.422	O.K
12	451.499	730.000	430.000	550.405	O.K
13	451.499	730.000	430.000	556.388	O.K
14	451.499	700.000	550.000	559.399	O.K
15	451.499	730.000	430.000	568.354	O.K
16	451.499	730.000	430.000	574.338	O.K
17	451.499	730.000	430.000	580.321	O.K
18	451.499	730.000	430.000	586.305	O.K

14.2 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 72.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 18.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 50.360 + 6.66 \times 7.938) \times (1 + 0.000125 \times 18.00^2)$

$= 350.616$ mm

② 실제 받침지지 길이

$N1 = 1577 - 0 - 50 = 1527$ mm ≥ 351 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	1927.582	O.K	310.586	277.590	O.K
SHOE 2	2000.000	1859.987	O.K	310.586	278.010	O.K
SHOE 3	2000.000	1786.304	O.K	310.586	278.470	O.K
SHOE 4	2000.000	1739.827	O.K	310.586	278.890	O.K
SHOE 5	2000.000	1719.275	O.K	310.586	279.140	O.K
SHOE 6	2000.000	1728.468	O.K	310.586	279.100	O.K
SHOE 7	2000.000	1769.796	O.K	310.586	278.800	O.K
SHOE 8	2000.000	1854.882	O.K	310.586	278.360	O.K
SHOE 9	2000.000	1952.329	O.K	310.586	278.000	O.K
SHOE 10	2000.000	1919.441	O.K	310.586	277.590	O.K
SHOE 11	2000.000	1850.528	O.K	310.586	278.030	O.K
SHOE 12	2000.000	1786.128	O.K	310.586	278.510	O.K
SHOE 13	2000.000	1740.353	O.K	310.586	278.900	O.K
SHOE 14	2000.000	1719.018	O.K	310.586	279.080	O.K
SHOE 15	2000.000	1728.903	O.K	310.586	278.990	O.K
SHOE 16	2000.000	1768.555	O.K	310.586	278.670	O.K
SHOE 17	2000.000	1864.325	O.K	310.586	278.270	O.K
SHOE 18	2000.000	1933.327	O.K	310.586	277.950	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	1927.582	206.180	208.714	1649.318	1631.456	
2	1859.987	206.308	209.030	1655.207	1959.491	
3	1786.304	206.173	209.376	1661.097	1965.381	
4	1739.827	205.872	209.692	1666.986	1971.270	
5	1719.275	205.782	352.911	1522.876	2052.160	
6	1728.468	206.030	209.850	1678.766	1983.050	
7	1769.796	206.556	209.624	1684.656	1988.940	
8	1854.882	206.955	209.293	1690.545	1994.829	
9	1952.329	207.038	209.023	1696.435	1631.456	
10	1919.441	206.233	208.714	1379.986	1823.812	
11	1850.528	206.338	209.045	1385.969	2039.536	
12	1786.128	206.173	209.406	1391.952	2045.519	
13	1740.353	205.880	209.699	1397.935	2051.502	
14	1719.018	205.812	352.911	1523.918	2042.485	
15	1728.903	206.068	209.767	1409.901	2063.468	
16	1768.555	206.579	209.526	1415.884	2069.451	
17	1864.325	206.977	209.226	1421.868	2075.435	
18	1933.327	207.038	208.985	1427.852	2068.877	

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	3047.109	5163.600	O.K	2970.279	3773.400	O.K
2	2985.747	5163.600	O.K	3124.698	3773.400	O.K
3	2916.497	5163.600	O.K	3048.839	3773.400	O.K
4	2872.956	5163.600	O.K	3001.532	3773.400	O.K
5	2672.055	5958.000	O.K	3870.925	4170.600	O.K
6	2870.760	5163.600	O.K	2990.418	3773.400	O.K
7	2919.088	4766.400	O.K	3032.791	3773.400	O.K
8	3010.750	4766.400	O.K	3120.771	3773.400	O.K
9	3113.428	4766.400	O.K	2995.239	3773.400	O.K
10	2787.351	5163.600	O.K	3292.236	3773.400	O.K
11	2735.178	5163.600	O.K	3217.504	3773.400	O.K
12	2684.857	5163.600	O.K	3147.953	3773.400	O.K
13	2649.444	5163.600	O.K	3098.721	3773.400	O.K
14	2672.913	5958.000	O.K	3870.639	4170.600	O.K
15	2651.640	5163.600	O.K	3086.375	3773.400	O.K
16	2694.591	4766.400	O.K	3129.096	3773.400	O.K
17	2786.357	4766.400	O.K	3233.836	3773.400	O.K
18	2853.186	4766.400	O.K	3309.169	3773.400	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1145.447	6553.800	O.K	1159.524	6553.800	O.K
2	1146.157	6553.800	O.K	1161.278	6553.800	O.K
3	1145.405	6553.800	O.K	1163.200	6553.800	O.K
4	1143.734	6553.800	O.K	1164.954	6553.800	O.K
5	1143.233	6553.800	O.K	1960.619	6553.800	O.K
6	1144.612	6553.800	O.K	1165.831	6553.800	O.K
7	1147.536	6355.200	O.K	1164.578	6355.200	O.K
8	1149.749	6355.200	O.K	1162.740	6355.200	O.K
9	1150.209	6355.200	O.K	1161.236	6355.200	O.K
10	1145.739	6553.800	O.K	1159.524	6553.800	O.K
11	1146.324	6553.800	O.K	1161.362	6553.800	O.K
12	1145.405	6553.800	O.K	1163.367	6553.800	O.K
13	1143.776	6553.800	O.K	1164.996	6553.800	O.K
14	1143.400	6553.800	O.K	1960.619	6553.800	O.K
15	1144.820	6553.800	O.K	1165.372	6553.800	O.K
16	1147.661	6355.200	O.K	1164.035	6355.200	O.K
17	1149.875	6355.200	O.K	1162.364	6355.200	O.K
18	1150.209	6355.200	O.K	1161.028	6355.200	O.K

14.5 교량받침 하면 보강 : 교량받침 5

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1719.275 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 273.690 / 1.33 = 205.782 kN

  수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 205.782 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  B/D = 24.640 / 5.840 = 4.219 [1≤ B/D< 8]

  W1 = [4.0 - 0.2 x (24.640 / 5.840)] x 5.840 = 18.4 kN/m ≥ 6.0 이므로

  Hy1 = 18.432 x 95.733 / 2 / 2EA / 1.25 = 352.911 kN

  Hy2 = 279.140 / 1.33 = 209.880 kN

  수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 352.911 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 700.000 mm b1y = 550.000 mm

b2x = 972.876 mm b2y = 1458.568 mm

bcx = 2 x b2x = 1945.751 mm < 5 x b1x = 3500.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2917.136 mm > 5 x b1y = 2750.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 700.000/1945.751) x 1719.275 x 10^3 /180.000

= 1528.822 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 550.000/2750.000) x 1719.275 x 10^3 /180.000

= 1910.306 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 205.782 x 10^3 / 180.000

= 1143.233 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 352.911 x 10^3 / 180.000

= 1960.619 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

  Bxo = b1x + b2y = 700.000 + 1458.568 = 2158.568 mm

  여기서, 교좌중심에서의 연단거리 972.876 mm가 Bxo/2 = 1079.284 mm보다 작으므로 보정필요

  Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 972.876 + (700.000+1458.568)/2 = 2052.160 mm

- 교축방향 철근보강 범위

  Byo = b1y + b2x = 550.000 + 972.876 = 1522.876 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

  Asy = Asy1 + Asy2 = 1910.306 + 1960.619 = 3870.925 mm^2

  Bxo = 2052.160 mm 범위내에서 H16 - 21 EA

  As = 198.600 x 21 = 4170.600 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

  Asx = Asx1 + Asx2 = 1528.822 + 1143.233 = 2672.055 mm^2

  Byo = 1522.876 mm 범위내에서 H16 - 30 EA

  As = 198.600 x 30 = 5958.000 mm^2 ∴ O.K

14.6 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 5

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 352.911 x 10^3 / 180.000 = 1960.619 mm^2

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 13 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 13 = 6553.800 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 205.782 x 10^3 / 180.000 = 1143.233 mm^2

사용철근 : H16 - 20 EA + H16 - 13 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 13 = 6553.800 mm^2 ∴ O.K

15. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

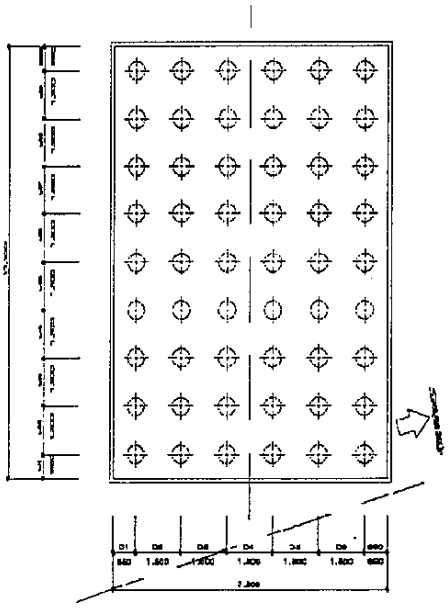
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.10 MPa
유효프리스트레스(두부) fce2 = 8.38 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.1085 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.00248 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.00991 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 4
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	23906.015	1409.472	43.196	SV010
	COMBO 2	20413.647	476.081	4323.106	SV015
	COMBO 3	20413.647	476.081	4323.106	SV015
	COMBO 4	20830.402	3515.678	17389.598	SV022
계수하중	COMBO 1	33875.153	1163.772	1395.891	UL002
	COMBO 2	19267.937	810.107	6105.201	UE015
	COMBO 3	19267.937	810.107	6105.201	UE015
	COMBO 4	20830.402	3515.678	17389.598	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

1. 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 m² : 말뚝의 환산단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.878

Kv = a x Ap x Ep / L = 284496.716 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

2. 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$\beta_{II} = \sqrt[4]{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{IIo} = \frac{1}{0.3}\alpha E_o \qquad k_{II} = k_{IIo}\left(\frac{B_{II}}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 4 = 4000 kN/m²

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{II} D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.500	3.056	9089.75
3.056	3.621	4610.48
3.621	3.679	4326.22
3.679	3.684	4300.49
3.684	3.685	4298.08
3.685	3.685	4297.86
3.685	3.685	4297.83

Kh = 4297.83 kN/m³

β = 0.271 m-1

βL = 0.271 x 13.4000 = 3.636 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.500	2.570	18179.51
2.570	2.996	9840.07
2.996	3.039	9289.79
3.039	3.043	9239.81
3.043	3.044	9235.13
3.044	3.044	9234.70
3.044	3.044	9234.66

Kh = 9234.65 kN/m³

β = 0.329 m-1

βL = 0.329 x 13.4000 = 4.403 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	7918.873	14053.732	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	14590.740	21387.638	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	14590.740	21387.638	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	53767.672	65097.452	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	427619.2	758901.5
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	-787900.0	-1154932.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15362822.7	15362822.7
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	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2+K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\}$	175991256.5	176603064.7
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	0.0033240	0.0015561	0.0000151	COMBO 1	0.0027589	0.0022050	0.0000203
COMBO 2	0.0011682	0.0013288	0.0000298	COMBO 2	0.0019747	0.0012542	0.0000435
COMBO 3	0.0011682	0.0013288	0.0000298	COMBO 3	0.0019747	0.0012542	0.0000435
COMBO 4	0.0048305	0.0013559	0.0001301	COMBO 4	0.0048305	0.0013559	0.0001301

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.831 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	0.0033240	0.0016348	0.0000151	465.082	26.101	-47.686
	2	0.0033240	0.0016151	0.0000151	459.487	26.101	-47.686
	3	0.0033240	0.0015954	0.0000151	453.893	26.101	-47.686
	4	0.0033240	0.0015758	0.0000151	448.298	26.101	-47.686
	5	0.0033240	0.0015561	0.0000151	442.704	26.101	-47.686
	6	0.0033240	0.0015364	0.0000151	437.109	26.101	-47.686
	7	0.0033240	0.0015168	0.0000151	431.515	26.101	-47.686
	8	0.0033240	0.0014971	0.0000151	425.920	26.101	-47.686
	9	0.0033240	0.0014774	0.0000151	420.326	26.101	-47.686
COMBO 2	1	0.0011682	0.0014837	0.0000298	422.108	8.816	-15.443
	2	0.0011682	0.0014450	0.0000298	411.088	8.816	-15.443
	3	0.0011682	0.0014062	0.0000298	400.069	8.816	-15.443
	4	0.0011682	0.0013675	0.0000298	389.050	8.816	-15.443
	5	0.0011682	0.0013288	0.0000298	378.031	8.816	-15.443
	6	0.0011682	0.0012900	0.0000298	367.011	8.816	-15.443
	7	0.0011682	0.0012513	0.0000298	355.992	8.816	-15.443
	8	0.0011682	0.0012126	0.0000298	344.973	8.816	-15.443
	9	0.0011682	0.0011738	0.0000298	333.953	8.816	-15.443
COMBO 3	1	0.0011682	0.0014837	0.0000298	422.108	8.816	-15.443
	2	0.0011682	0.0014450	0.0000298	411.088	8.816	-15.443
	3	0.0011682	0.0014062	0.0000298	400.069	8.816	-15.443
	4	0.0011682	0.0013675	0.0000298	389.050	8.816	-15.443
	5	0.0011682	0.0013288	0.0000298	378.031	8.816	-15.443
	6	0.0011682	0.0012900	0.0000298	367.011	8.816	-15.443
	7	0.0011682	0.0012513	0.0000298	355.992	8.816	-15.443
	8	0.0011682	0.0012126	0.0000298	344.973	8.816	-15.443
	9	0.0011682	0.0011738	0.0000298	333.953	8.816	-15.443
COMBO 4	1	0.0048305	0.0020322	0.0001301	578.153	65.105	-94.847
	2	0.0048305	0.0018631	0.0001301	530.052	65.105	-94.847
	3	0.0048305	0.0016940	0.0001301	481.950	65.105	-94.847
	4	0.0048305	0.0015250	0.0001301	433.849	65.105	-94.847
	5	0.0048305	0.0013559	0.0001301	385.748	65.105	-94.847
	6	0.0048305	0.0011868	0.0001301	337.647	65.105	-94.847
	7	0.0048305	0.0010177	0.0001301	289.546	65.105	-94.847
	8	0.0048305	0.0008487	0.0001301	241.445	65.105	-94.847
	9	0.0048305	0.0006796	0.0001301	193.344	65.105	-94.847

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0027589	0.0023105	0.0000203	657.324	21.551	-39.164
	2	0.0027589	0.0022841	0.0000203	649.822	21.551	-39.164
	3	0.0027589	0.0022577	0.0000203	642.321	21.551	-39.164
	4	0.0027589	0.0022314	0.0000203	634.819	21.551	39.164
	5	0.0027589	0.0022050	0.0000203	627.318	21.551	-39.164
	6	0.0027589	0.0021786	0.0000203	619.816	21.551	-39.164
	7	0.0027589	0.0021523	0.0000203	612.315	21.551	-39.164
	8	0.0027589	0.0021259	0.0000203	604.813	21.551	-39.164
	9	0.0027589	0.0020995	0.0000203	597.311	21.551	-39.164
COMBO 2	1	0.0019747	0.0014806	0.0000435	421.212	15.002	-26.471
	2	0.0019747	0.0014240	0.0000435	405.113	15.002	-26.471
	3	0.0019747	0.0013674	0.0000435	389.013	15.002	-26.471
	4	0.0019747	0.0013108	0.0000435	372.913	15.002	-26.471
	5	0.0019747	0.0012542	0.0000435	356.814	15.002	-26.471
	6	0.0019747	0.0011976	0.0000435	340.714	15.002	-26.471
	7	0.0019747	0.0011410	0.0000435	324.614	15.002	-26.471
	8	0.0019747	0.0010844	0.0000435	308.515	15.002	-26.471
	9	0.0019747	0.0010278	0.0000435	292.415	15.002	-26.471
COMBO 3	1	0.0019747	0.0014806	0.0000435	421.212	15.002	-26.471
	2	0.0019747	0.0014240	0.0000435	405.113	15.002	-26.471
	3	0.0019747	0.0013674	0.0000435	389.013	15.002	-26.471
	4	0.0019747	0.0013108	0.0000435	372.913	15.002	-26.471
	5	0.0019747	0.0012542	0.0000435	356.814	15.002	-26.471
	6	0.0019747	0.0011976	0.0000435	340.714	15.002	-26.471
	7	0.0019747	0.0011410	0.0000435	324.614	15.002	-26.471
	8	0.0019747	0.0010844	0.0000435	308.515	15.002	-26.471
	9	0.0019747	0.0010278	0.0000435	292.415	15.002	-26.471
COMBO 4	1	0.0048305	0.0020322	0.0001301	578.153	65.105	-94.847
	2	0.0048305	0.0018631	0.0001301	530.052	65.105	-94.847
	3	0.0048305	0.0016940	0.0001301	481.950	65.105	-94.847
	4	0.0048305	0.0015250	0.0001301	433.849	65.105	-94.847
	5	0.0048305	0.0013559	0.0001301	385.748	65.105	-94.847
	6	0.0048305	0.0011868	0.0001301	337.647	65.105	-94.847
	7	0.0048305	0.0010177	0.0001301	289.546	65.105	-94.847
	8	0.0048305	0.0008487	0.0001301	241.445	65.105	-94.847
	9	0.0048305	0.0006796	0.0001301	193.344	65.105	-94.847

▣ 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	분수
COMBO 1	1	5.200	0	465.082	26.101	-47.686	6
	2	3.900	0	459.487	26.101	-47.686	6
	3	2.600	0	453.893	26.101	-47.686	6
	4	1.300	0	448.298	26.101	-47.686	6
	5	0.000	0	442.704	26.101	-47.686	6
	6	-1.300	0	437.109	26.101	-47.686	6
	7	-2.600	0	431.515	26.101	-47.686	6
	8	-3.900	0	425.920	26.101	-47.686	6
	9	-5.200	0	420.326	26.101	-47.686	6
	계			23906.015	1409.472	43.196	54
COMBO 2	1	5.200	0	422.108	8.816	-15.443	6
	2	3.900	0	411.088	8.816	-15.443	6
	3	2.600	0	400.069	8.816	-15.443	6
	4	1.300	0	389.050	8.816	-15.443	6
	5	0.000	0	378.031	8.816	-15.443	6
	6	-1.300	0	367.011	8.816	-15.443	6
	7	-2.600	0	355.992	8.816	-15.443	6
	8	-3.900	0	344.973	8.816	-15.443	6
	9	-5.200	0	333.953	8.816	-15.443	6
	계			20413.647	476.081	4323.106	54
COMBO 3	1	5.200	0	422.108	8.816	-15.443	6
	2	3.900	0	411.088	8.816	-15.443	6
	3	2.600	0	400.069	8.816	-15.443	6
	4	1.300	0	389.050	8.816	-15.443	6
	5	0.000	0	378.031	8.816	-15.443	6
	6	-1.300	0	367.011	8.816	-15.443	6
	7	-2.600	0	355.992	8.816	-15.443	6
	8	-3.900	0	344.973	8.816	-15.443	6
	9	-5.200	0	333.953	8.816	-15.443	6
	계			20413.647	476.081	4323.106	54
COMBO 4	1	5.200	0	578.153	65.105	-94.847	6
	2	3.900	0	530.052	65.105	-94.847	6
	3	2.600	0	481.950	65.105	-94.847	6
	4	1.300	0	433.849	65.105	-94.847	6
	5	0.000	0	385.748	65.105	-94.847	6
	6	-1.300	0	337.647	65.105	-94.847	6
	7	-2.600	0	289.546	65.105	-94.847	6
	8	-3.900	0	241.445	65.105	-94.847	6

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	657.324	21.551	-39.164	6
	2	3.900	0	649.822	21.551	-39.164	6
	3	2.600	0	642.321	21.551	-39.164	6
	4	1.300	0	634.819	21.551	-39.164	6
	5	0.000	0	627.318	21.551	-39.164	6
	6	-1.300	0	619.816	21.551	-39.164	6
	7	-2.600	0	612.315	21.551	-39.164	6
	8	-3.900	0	604.813	21.551	-39.164	6
	9	-5.200	0	597.311	21.551	-39.164	6
	계			33875.153	1163.772	1395.891	54
COMBO 2	1	5.200	0	421.212	15.002	-26.471	6
	2	3.900	0	405.113	15.002	-26.471	6
	3	2.600	0	389.013	15.002	-26.471	6
	4	1.300	0	372.913	15.002	-26.471	6
	5	0.000	0	356.814	15.002	-26.471	6
	6	-1.300	0	340.714	15.002	-26.471	6
	7	-2.600	0	324.614	15.002	-26.471	6
	8	-3.900	0	308.515	15.002	-26.471	6
	9	-5.200	0	292.415	15.002	-26.471	6
	계			19267.938	810.107	6105.201	54
COMBO 3	1	5.200	0	421.212	15.002	-26.471	6
	2	3.900	0	405.113	15.002	-26.471	6
	3	2.600	0	389.013	15.002	-26.471	6
	4	1.300	0	372.913	15.002	-26.471	6
	5	0.000	0	356.814	15.002	-26.471	6
	6	-1.300	0	340.714	15.002	-26.471	6
	7	-2.600	0	324.614	15.002	-26.471	6
	8	-3.900	0	308.515	15.002	-26.471	6
	9	-5.200	0	292.415	15.002	-26.471	6
	계			19267.938	810.107	6105.201	54
COMBO 4	1	5.200	0	578.153	65.105	-94.847	6
	2	3.900	0	530.052	65.105	-94.847	6
	3	2.600	0	481.950	65.105	-94.847	6
	4	1.300	0	433.849	65.105	-94.847	6
	5	0.000	0	385.748	65.105	-94.847	6
	6	-1.300	0	337.647	65.105	-94.847	6
	7	-2.600	0	289.546	65.105	-94.847	6
	8	-3.900	0	241.445	65.105	-94.847	6
	9	-5.200	0	193.344	65.105	-94.847	6
	계			20830.402	3515.678	17389.598	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV010

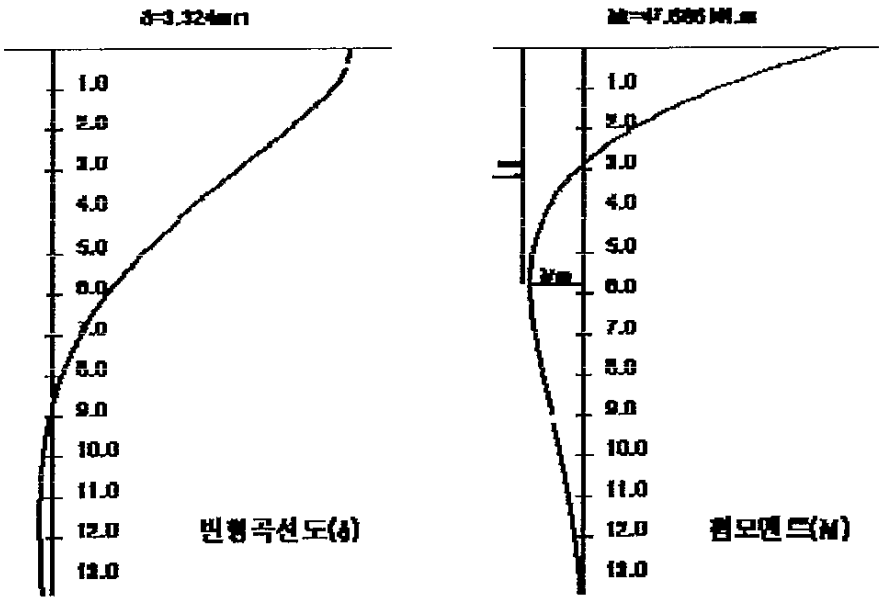
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.083 kN.m, 5.757 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.324 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.324 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	47.686	-26.101	3.324	
0.893	27.190	-19.842	3.148	
1.787	12.061	-14.157	2.749	
2.680	1.632	-9.351	2.250	
3.573	-4.940	-5.529	1.735	
4.467	-8.532	-2.665	1.258	
5.360	-9.957	-0.656	0.848	
6.253	-9.916	0.642	0.517	
7.147	-8.976	1.382	0.266	
8.040	-7.569	1.710	0.087	
8.933	-6.005	1.754	-0.032	
9.827	-4.488	1.620	-0.102	
10.720	-3.140	1.388	-0.135	
11.613	-2.020	1.117	-0.144	
12.507	-1.144	0.847	-0.135	
13.400	-0.499	0.603	-0.118	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : SV015

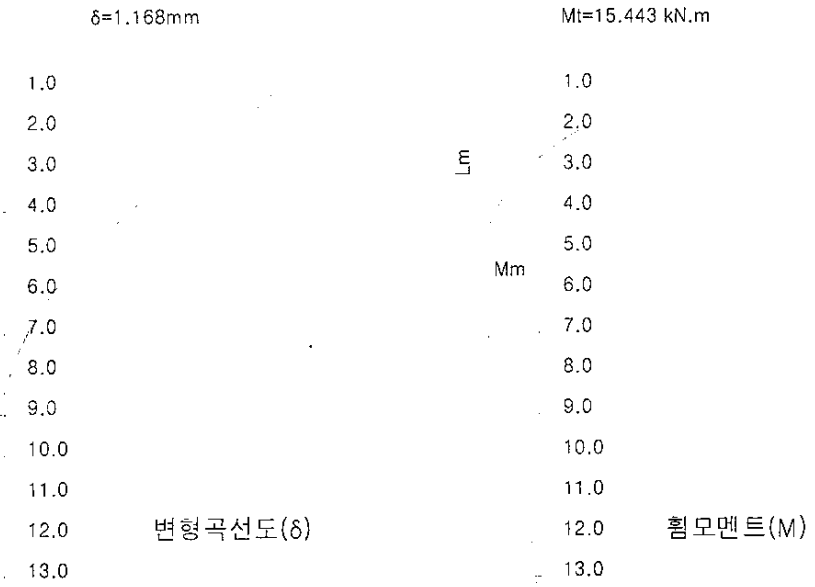
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.552 kN.m, 5.607 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.168 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.168 mm

㉢ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.443	-8.816	1.168	
0.893	8.553	-6.634	1.089	
1.787	3.522	-4.679	0.940	
2.680	0.099	-3.043	0.762	
3.573	-2.019	-1.755	0.582	
4.467	-3.136	-0.800	0.417	
5.360	-3.535	-0.138	0.277	
6.253	-3.455	0.282	0.165	
7.147	-3.086	0.515	0.081	
8.040	-2.575	0.611	0.022	
8.933	-2.023	0.614	-0.016	
9.827	-1.496	0.559	-0.039	
10.720	-1.034	0.473	-0.049	
11.613	-0.654	0.377	-0.050	
12.507	-0.359	0.283	-0.047	
13.400	-0.145	0.199	-0.040	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉠ COMBO 3 : SV015

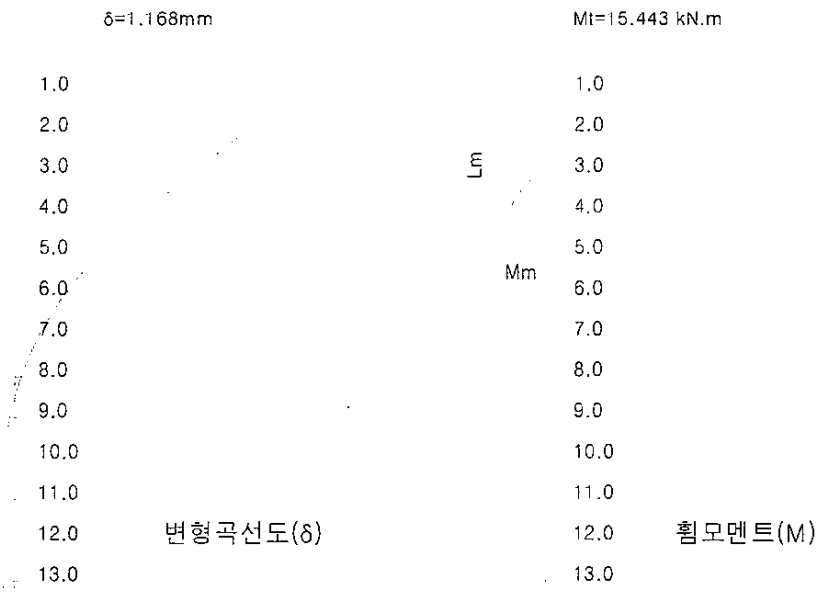
㉮ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.552 kN.m, 5.607 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.168 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.168 mm

㉯ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	15.443	-8.816	1.168	
0.893	8.553	-6.634	1.089	
1.787	3.522	-4.679	0.940	
2.680	0.099	-3.043	0.762	
3.573	-2.019	-1.755	0.582	
4.467	-3.136	-0.800	0.417	
5.360	-3.535	-0.138	0.277	
6.253	-3.455	0.282	0.165	
7.147	-3.086	0.515	0.081	
8.040	-2.575	0.611	0.022	
8.933	-2.023	0.614	-0.016	
9.827	-1.496	0.559	-0.039	
10.720	-1.034	0.473	-0.049	
11.613	-0.654	0.377	-0.050	
12.507	-0.359	0.283	-0.047	
13.400	-0.145	0.199	-0.040	

㉰ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

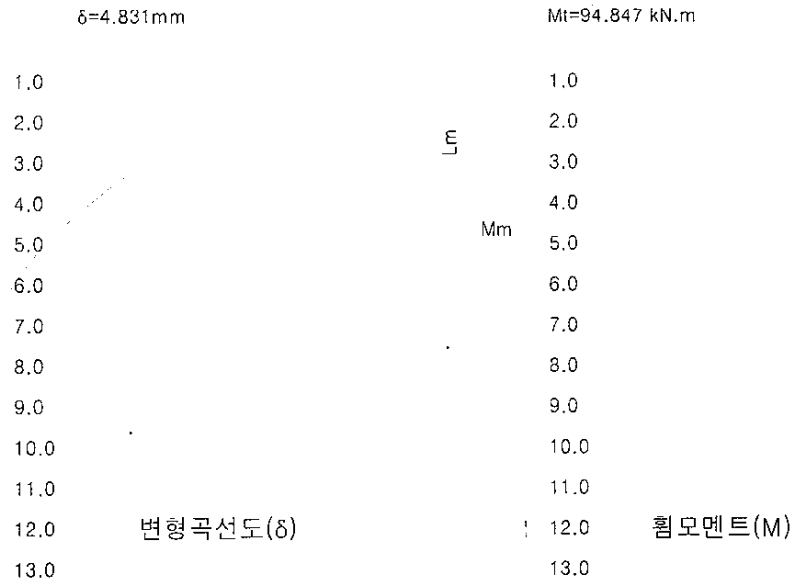
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.515 kN.m. 4.651 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.831 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.831 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	94.847	-65.105	4.831	
0.893	45.411	-45.869	4.404	
1.787	12.091	-29.282	3.602	
2.680	-7.987	-16.297	2.693	
3.573	-18.125	-6.985	1.841	
4.467	-21.433	-0.909	1.132	
5.360	-20.518	2.585	0.591	
6.253	-17.374	4.196	0.215	
7.147	-13.394	4.553	-0.022	
8.040	-9.460	4.166	-0.151	
8.933	-6.058	3.416	-0.203	
9.827	-3.388	2.560	-0.206	
10.720	-1.468	1.755	-0.181	
11.613	-0.212	1.082	-0.144	
12.507	0.513	0.569	-0.105	
13.400	0.851	0.211	-0.070	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : UL002

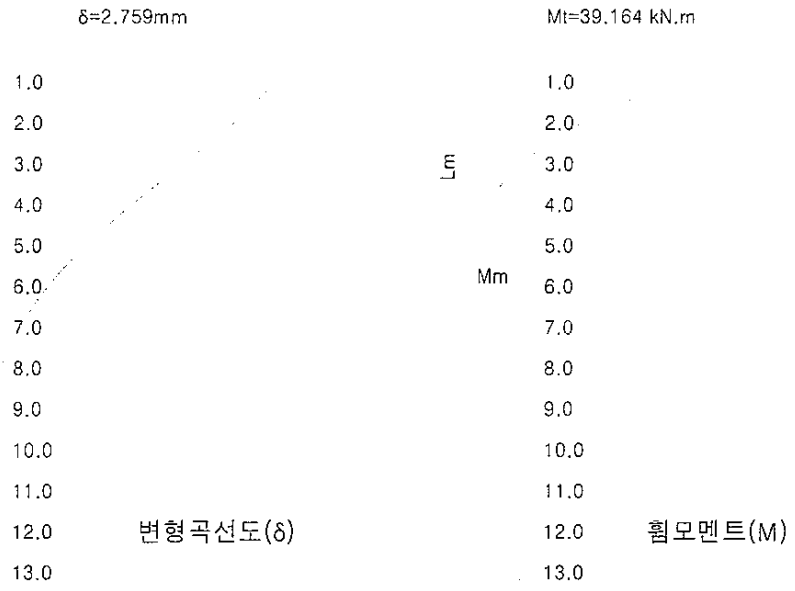
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -8.370 kN.m, 5.738 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.759 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.759 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	39.164	-21.551	2.759	
0.893	22.251	-16.362	2.607	
1.787	9.784	-11.657	2.273	
2.680	1.205	-7.684	1.858	
3.573	-4.190	-4.529	1.431	
4.467	-7.125	-2.169	1.036	
5.360	-8.275	-0.515	0.697	
6.253	-8.221	0.551	0.424	
7.147	-7.429	1.156	0.217	
8.040	-6.256	1.422	0.069	
8.933	-4.956	1.455	-0.028	
9.827	-3.699	1.341	-0.085	
10.720	-2.584	1.147	-0.113	
11.613	-1.659	0.922	-0.119	
12.507	-0.936	0.698	-0.112	
13.400	-0.405	0.496	-0.098	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UE015

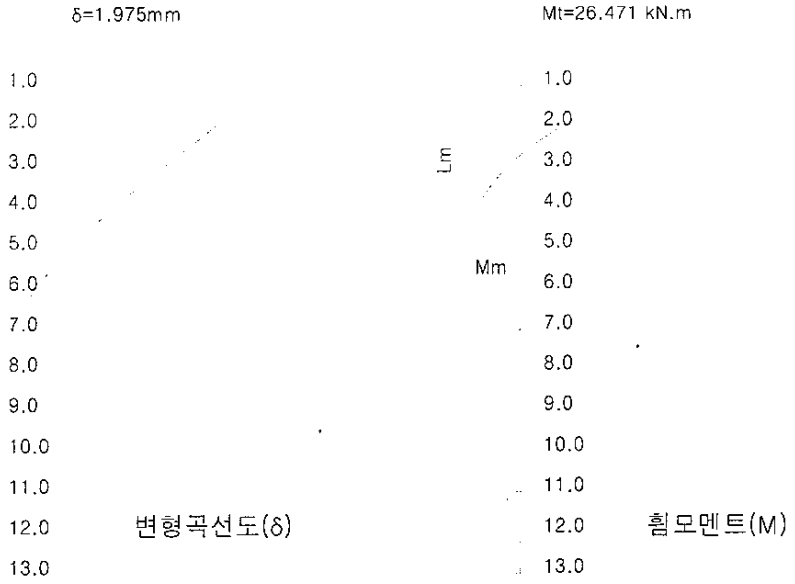
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.000 kN.m, 5.633 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.975 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.975 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	26.471	-15.002	1.975	
0.893	14.738	-11.309	1.846	
1.787	6.153	-7.991	1.597	
2.680	0.299	-5.211	1.296	
3.573	-3.333	-3.019	0.991	
4.467	-5.263	-1.390	0.712	
5.360	-5.965	-0.259	0.474	
6.253	-5.848	0.461	0.284	
7.147	-5.236	0.862	0.141	
8.040	-4.377	1.030	0.040	
8.933	-3.443	1.038	-0.026	
9.827	-2.551	0.947	-0.064	
10.720	-1.767	0.804	-0.082	
11.613	-1.120	0.642	-0.085	
12.507	-0.619	0.482	-0.079	
13.400	-0.253	0.340	-0.068	

㉰ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE015

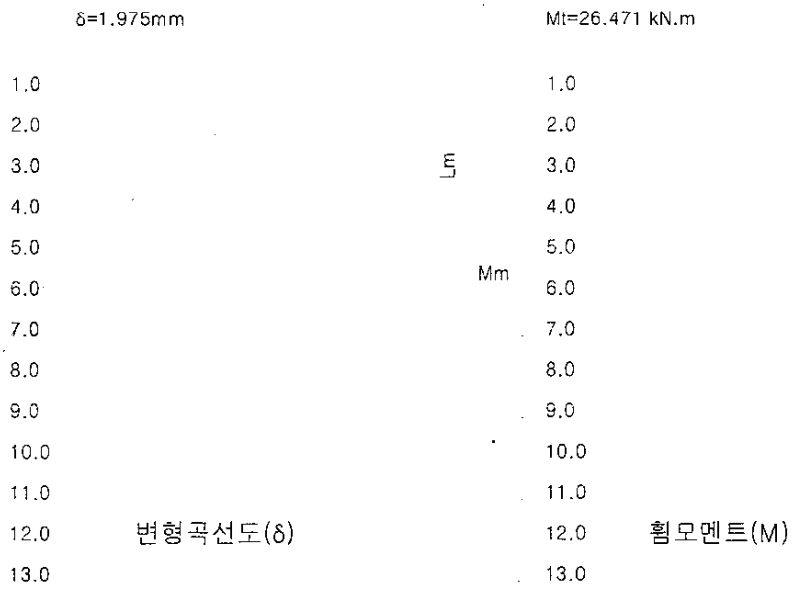
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -6.000 kN.m, 5.633 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.975 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.975 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	26.471	-15.002	1.975	
0.893	14.738	-11.309	1.846	
1.787	6.153	-7.991	1.597	
2.680	0.299	-5.211	1.296	
3.573	-3.333	-3.019	0.991	
4.467	-5.263	-1.390	0.712	
5.360	-5.965	-0.259	0.474	
6.253	-5.848	0.461	0.284	
7.147	-5.236	0.862	0.141	
8.040	-4.377	1.030	0.040	
8.933	-3.443	1.038	-0.026	
9.827	-2.551	0.947	-0.064	
10.720	-1.767	0.804	-0.082	
11.613	-1.120	0.642	-0.085	
12.507	-0.619	0.482	-0.079	
13.400	-0.253	0.340	-0.068	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : UL022

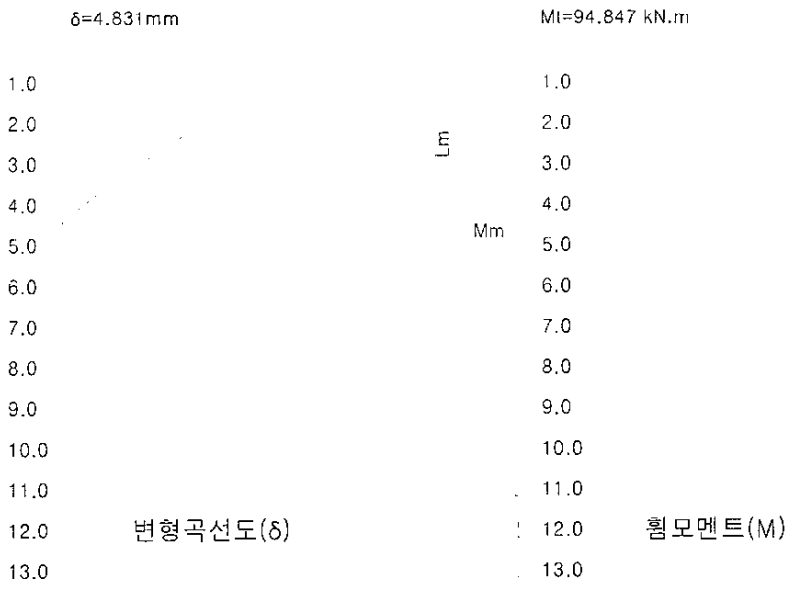
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -21.515 kN.m. 4.651 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.831 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.831 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	94.847	-65.105	4.831	
0.893	45.411	-45.869	4.404	
1.787	12.091	-29.282	3.602	
2.680	-7.987	-16.297	2.693	
3.573	-18.125	-6.985	1.841	
4.467	-21.433	-0.909	1.132.	
5.360	-20.518	2.585	0.591	
6.253	-17.374	4.196	0.215	
7.147	-13.394	4.553	-0.022	
8.040	-9.460	4.166	-0.151	
8.933	-6.058	3.416	-0.203	
9.827	-3.388	2.560	-0.206	
10.720	-1.468	1.755	-0.181	
11.613	-0.212	1.082	-0.144	
12.507	0.513	0.569	-0.105	
13.400	0.851	0.211	-0.070	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	3959.437	7026.866	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_2 \sin^2\theta_i\right)$	213809.6	379450.8
Axy,Ayx	$\sum \left(K_2 - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_2 - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15362822.7	15362822.7
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	173087802.3	173087802.3
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	0.0065922	0.0015561	0.0000002	COMBO 1	0.0054430	0.0022050	0.0000081
COMBO 2	0.0022267	0.0013288	0.0000250	COMBO 2	0.0037889	0.0012542	0.0000353
COMBO 3	0.0022267	0.0013288	0.0000250	COMBO 3	0.0037889	0.0012542	0.0000353
COMBO 4	0.0092652	0.0013559	0.0001005	COMBO 4	0.0092652	0.0013559	0.0001005

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 9.265 ㎜ ≤ 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	0.0065922	0.0015574	0.0000002	443.073	26.101	0.000
	2	0.0065922	0.0015571	0.0000002	442.981	26.101	0.000
	3	0.0065922	0.0015567	0.0000002	442.889	26.101	0.000
	4	0.0065922	0.0015564	0.0000002	442.796	26.101	0.000
	5	0.0065922	0.0015561	0.0000002	442.704	26.101	0.000
	6	0.0065922	0.0015558	0.0000002	442.612	26.101	0.000
	7	0.0065922	0.0015554	0.0000002	442.519	26.101	0.000
	8	0.0065922	0.0015551	0.0000002	442.427	26.101	0.000
	9	0.0065922	0.0015548	0.0000002	442.335	26.101	0.000
COMBO 2	1	0.0022267	0.0014586	0.0000250	414.980	8.816	0.000
	2	0.0022267	0.0014262	0.0000250	405.743	8.816	0.000
	3	0.0022267	0.0013937	0.0000250	396.505	8.816	0.000
	4	0.0022267	0.0013612	0.0000250	387.268	8.816	0.000
	5	0.0022267	0.0013288	0.0000250	378.031	8.816	0.000
	6	0.0022267	0.0012963	0.0000250	368.793	8.816	0.000
	7	0.0022267	0.0012638	0.0000250	359.556	8.816	0.000
	8	0.0022267	0.0012314	0.0000250	350.318	8.816	0.000
	9	0.0022267	0.0011989	0.0000250	341.081	8.816	0.000
COMBO 3	1	0.0022267	0.0014586	0.0000250	414.980	8.816	0.000
	2	0.0022267	0.0014262	0.0000250	405.743	8.816	0.000
	3	0.0022267	0.0013937	0.0000250	396.505	8.816	0.000
	4	0.0022267	0.0013612	0.0000250	387.268	8.816	0.000
	5	0.0022267	0.0013288	0.0000250	378.031	8.816	0.000
	6	0.0022267	0.0012963	0.0000250	368.793	8.816	0.000
	7	0.0022267	0.0012638	0.0000250	359.556	8.816	0.000
	8	0.0022267	0.0012314	0.0000250	350.318	8.816	0.000
	9	0.0022267	0.0011989	0.0000250	341.081	8.816	0.000
COMBO 4	1	0.0092652	0.0018783	0.0001005	534.377	65.105	0.000
	2	0.0092652	0.0017477	0.0001005	497.220	65.105	0.000
	3	0.0092652	0.0016171	0.0001005	460.063	65.105	0.000
	4	0.0092652	0.0014865	0.0001005	422.905	65.105	0.000
	5	0.0092652	0.0013559	0.0001005	385.748	65.105	0.000
	6	0.0092652	0.0012253	0.0001005	348.591	65.105	0.000
	7	0.0092652	0.0010947	0.0001005	311.434	65.105	0.000
	8	0.0092652	0.0009641	0.0001005	274.276	65.105	0.000
	9	0.0092652	0.0008335	0.0001005	237.119	65.105	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0054430	0.0022469	0.0000081	639.248	21.551	0.000
	2	0.0054430	0.0022365	0.0000081	636.266	21.551	0.000
	3	0.0054430	0.0022260	0.0000081	633.283	21.551	0.000
	4	0.0054430	0.0022155	0.0000081	630.300	21.551	0.000
	5	0.0054430	0.0022050	0.0000081	627.318	21.551	0.000
	6	0.0054430	0.0021945	0.0000081	624.335	21.551	0.000
	7	0.0054430	0.0021840	0.0000081	621.352	21.551	0.000
	8	0.0054430	0.0021736	0.0000081	618.370	21.551	0.000
	9	0.0054430	0.0021631	0.0000081	615.387	21.551	0.000
COMBO 2	1	0.0037889	0.0014376	0.0000353	408.995	15.002	0.000
	2	0.0037889	0.0013918	0.0000353	395.950	15.002	0.000
	3	0.0037889	0.0013459	0.0000353	382.904	15.002	0.000
	4	0.0037889	0.0013000	0.0000353	369.859	15.002	0.000
	5	0.0037889	0.0012542	0.0000353	356.814	15.002	0.000
	6	0.0037889	0.0012083	0.0000353	343.768	15.002	0.000
	7	0.0037889	0.0011625	0.0000353	330.723	15.002	0.000
	8	0.0037889	0.0011166	0.0000353	317.678	15.002	0.000
	9	0.0037889	0.0010708	0.0000353	304.632	15.002	0.000
COMBO 3	1	0.0037889	0.0014376	0.0000353	408.995	15.002	0.000
	2	0.0037889	0.0013918	0.0000353	395.950	15.002	0.000
	3	0.0037889	0.0013459	0.0000353	382.904	15.002	0.000
	4	0.0037889	0.0013000	0.0000353	369.859	15.002	0.000
	5	0.0037889	0.0012542	0.0000353	356.814	15.002	0.000
	6	0.0037889	0.0012083	0.0000353	343.768	15.002	0.000
	7	0.0037889	0.0011625	0.0000353	330.723	15.002	0.000
	8	0.0037889	0.0011166	0.0000353	317.678	15.002	0.000
	9	0.0037889	0.0010708	0.0000353	304.632	15.002	0.000
COMBO 4	1	0.0092652	0.0018783	0.0001005	534.377	65.105	0.000
	2	0.0092652	0.0017477	0.0001005	497.220	65.105	0.000
	3	0.0092652	0.0016171	0.0001005	460.063	65.105	0.000
	4	0.0092652	0.0014865	0.0001005	422.905	65.105	0.000
	5	0.0092652	0.0013559	0.0001005	385.748	65.105	0.000
	6	0.0092652	0.0012253	0.0001005	348.591	65.105	0.000
	7	0.0092652	0.0010947	0.0001005	311.434	65.105	0.000
	8	0.0092652	0.0009641	0.0001005	274.276	65.105	0.000
	9	0.0092652	0.0008335	0.0001005	237.119	65.105	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	5.200	0	443.073	26.101	0.000	6
	2	3.900	0	442.981	26.101	0.000	6
	3	2.600	0	442.889	26.101	0.000	6
	4	1.300	0	442.796	26.101	0.000	6
	5	0.000	0	442.704	26.101	0.000	6
	6	-1.300	0	442.612	26.101	0.000	6
	7	-2.600	0	442.519	26.101	0.000	6
	8	-3.900	0	442.427	26.101	0.000	6
	9	-5.200	0	442.335	26.101	0.000	6
	계			23906.015	1409.472	0.000	54
COMBO 2	1	5.200	0	414.980	8.816	0.000	6
	2	3.900	0	405.743	8.816	0.000	6
	3	2.600	0	396.505	8.816	0.000	6
	4	1.300	0	387.268	8.816	0.000	6
	5	0.000	0	378.031	8.816	0.000	6
	6	-1.300	0	368.793	8.816	0.000	6
	7	-2.600	0	359.556	8.816	0.000	6
	8	-3.900	0	350.318	8.816	0.000	6
	9	-5.200	0	341.081	8.816	0.000	6
	계			20413.647	476.081	0.000	54
COMBO 3	1	5.200	0	414.980	8.816	0.000	6
	2	3.900	0	405.743	8.816	0.000	6
	3	2.600	0	396.505	8.816	0.000	6
	4	1.300	0	387.268	8.816	0.000	6
	5	0.000	0	378.031	8.816	0.000	6
	6	-1.300	0	368.793	8.816	0.000	6
	7	-2.600	0	359.556	8.816	0.000	6
	8	-3.900	0	350.318	8.816	0.000	6
	9	-5.200	0	341.081	8.816	0.000	6
	계			20413.647	476.081	0.000	54
COMBO 4	1	5.200	0	534.377	65.105	0.000	6
	2	3.900	0	497.220	65.105	0.000	6
	3	2.600	0	460.063	65.105	0.000	6
	4	1.300	0	422.905	65.105	0.000	6
	5	0.000	0	385.748	65.105	0.000	6
	6	-1.300	0	348.591	65.105	0.000	6
	7	-2.600	0	311.434	65.105	0.000	6
	8	-3.900	0	274.276	65.105	0.000	6

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모엔트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	639.248	21.551	0.000	6
	2	3.900	0	636.266	21.551	0.000	6
	3	2.600	0	633.283	21.551	0.000	6
	4	1.300	0	630.300	21.551	0.000	6
	5	0.000	0	627.318	21.551	0.000	6
	6	-1.300	0	624.335	21.551	0.000	6
	7	-2.600	0	621.352	21.551	0.000	6
	8	-3.900	0	618.370	21.551	0.000	6
	9	-5.200	0	615.387	21.551	0.000	6
	계			33875.153	1163.772	0.000	54
COMBO 2	1	5.200	0	408.995	15.002	0.000	6
	2	3.900	0	395.950	15.002	0.000	6
	3	2.600	0	382.904	15.002	0.000	6
	4	1.300	0	369.859	15.002	0.000	6
	5	0.000	0	356.814	15.002	0.000	6
	6	-1.300	0	343.768	15.002	0.000	6
	7	-2.600	0	330.723	15.002	0.000	6
	8	-3.900	0	317.678	15.002	0.000	6
	9	-5.200	0	304.632	15.002	0.000	6
	계			19267.938	810.107	0.000	54
COMBO 3	1	5.200	0	408.995	15.002	0.000	6
	2	3.900	0	395.950	15.002	0.000	6
	3	2.600	0	382.904	15.002	0.000	6
	4	1.300	0	369.859	15.002	0.000	6
	5	0.000	0	356.814	15.002	0.000	6
	6	-1.300	0	343.768	15.002	0.000	6
	7	-2.600	0	330.723	15.002	0.000	6
	8	-3.900	0	317.678	15.002	0.000	6
	9	-5.200	0	304.632	15.002	0.000	6
	계			19267.938	810.107	0.000	54
COMBO 4	1	5.200	0	534.377	65.105	0.000	6
	2	3.900	0	497.220	65.105	0.000	6
	3	2.600	0	460.063	65.105	0.000	6
	4	1.300	0	422.905	65.105	0.000	6
	5	0.000	0	385.748	65.105	0.000	6
	6	-1.300	0	348.591	65.105	0.000	6
	7	-2.600	0	311.434	65.105	0.000	6
	8	-3.900	0	274.276	65.105	0.000	6
	9	-5.200	0	237.119	65.105	0.000	6
	계			20830.402	3515.678	0.000	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV010

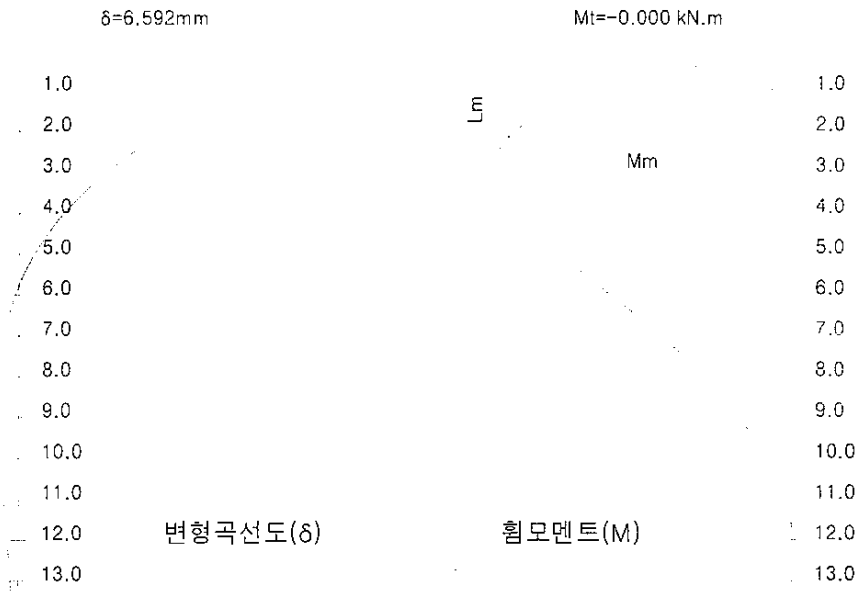
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -31.010 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.592 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.592 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-26.101	6.592	
0.893	-18.119	-14.967	5.022	
1.787	-27.605	-6.729	3.592	
2.680	-30.901	-1.036	2.380	
3.573	-30.080	2.565	1.414	
4.467	-26.800	4.546	0.689	
5.360	-22.309	5.347	0.179	
6.253	-17.485	5.347	-0.152	
7.147	-12.902	4.853	-0.342	
8.040	-8.890	4.102	-0.427	
8.933	-5.599	3.261	-0.440	
9.827	-3.056	2.442	-0.407	
10.720	-1.209	1.713	-0.350	
11.613	0.041	1.106	-0.282	
12.507	0.806	0.630	-0.214	
13.400	1.203	0.279	-0.153	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV015

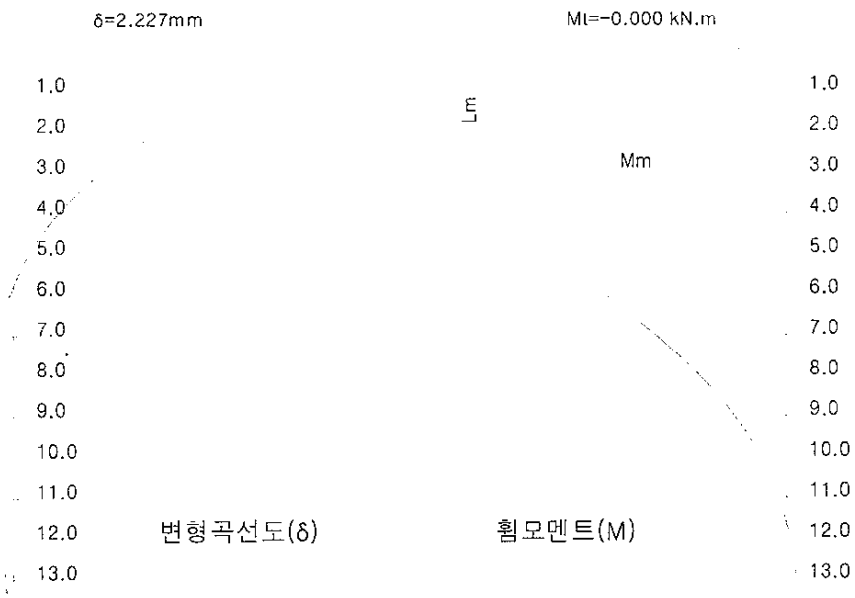
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.474 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.227 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.227 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.816	2.227	
0.893	-6.120	-5.055	1.696	
1.787	-9.324	-2.273	1.213	
2.680	-10.437	-0.350	0.804	
3.573	-10.160	0.866	0.478	
4.467	-9.052	1.536	0.233	
5.360	-7.535	1.806	0.060	
6.253	-5.906	1.806	-0.051	
7.147	-4.358	1.639	-0.115	
8.040	-3.003	1.386	-0.144	
8.933	-1.891	1.101	-0.149	
9.827	-1.032	0.825	-0.138	
10.720	-0.408	0.579	-0.118	
11.613	0.014	0.373	-0.095	
12.507	0.272	0.213	-0.072	
13.400	0.406	0.094	-0.052	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV015

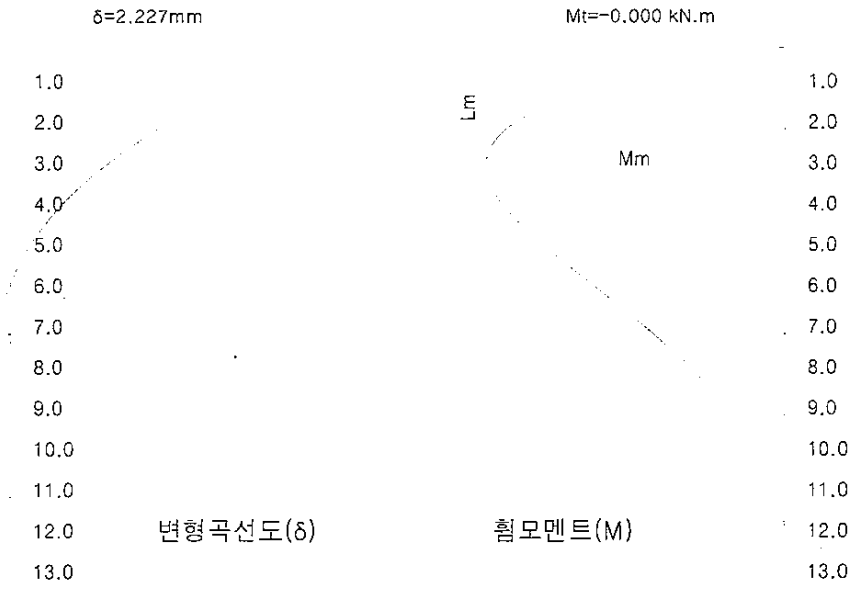
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.474 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.227 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.227 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-8.816	2.227	
0.893	-6.120	-5.055	1.696	
1.787	-9.324	-2.273	1.213	
2.680	-10.437	-0.350	0.804	
3.573	-10.160	0.866	0.478	
4.467	-9.052	1.536	0.233	
5.360	-7.535	1.806	0.060	
6.253	-5.906	1.806	-0.051	
7.147	-4.358	1.639	-0.115	
8.040	-3.003	1.386	-0.144	
8.933	-1.891	1.101	-0.149	
9.827	-1.032	0.825	-0.138	
10.720	-0.408	0.579	-0.118	
11.613	0.014	0.373	-0.095	
12.507	0.272	0.213	-0.072	
13.400	0.406	0.094	-0.052	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

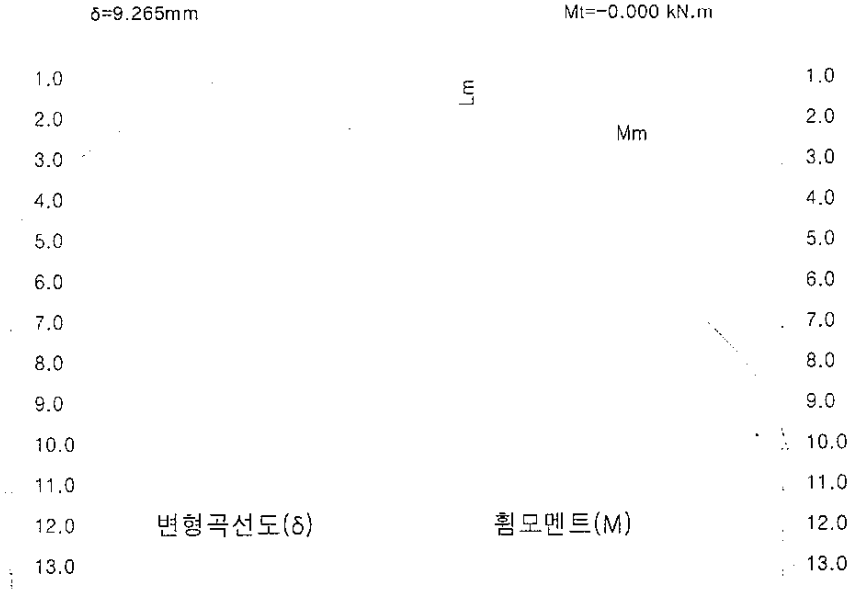
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.886 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.265 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.265 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-65.105	9.265	
0.893	-42.747	-32.425	6.613	
1.787	-61.023	-10.089	4.289	
2.680	-63.344	3.625	2.446	
3.573	-56.497	10.784	1.107	
4.467	-45.432	13.379	0.220	
5.360	-33.443	13.103	-0.301	
6.253	-22.481	11.267	-0.552	
7.147	-13.499	8.798	-0.621	
8.040	-6.770	6.295	-0.579	
8.933	-2.159	4.095	-0.482	
9.827	0.682	2.345	-0.366	
10.720	2.174	1.072	-0.254	
11.613	2.724	0.226	-0.159	
12.507	2.680	-0.274	-0.086	
13.400	2.311	-0.516	-0.035	

㉯ 변형곡선도 및 휨모멘트도



아) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO02

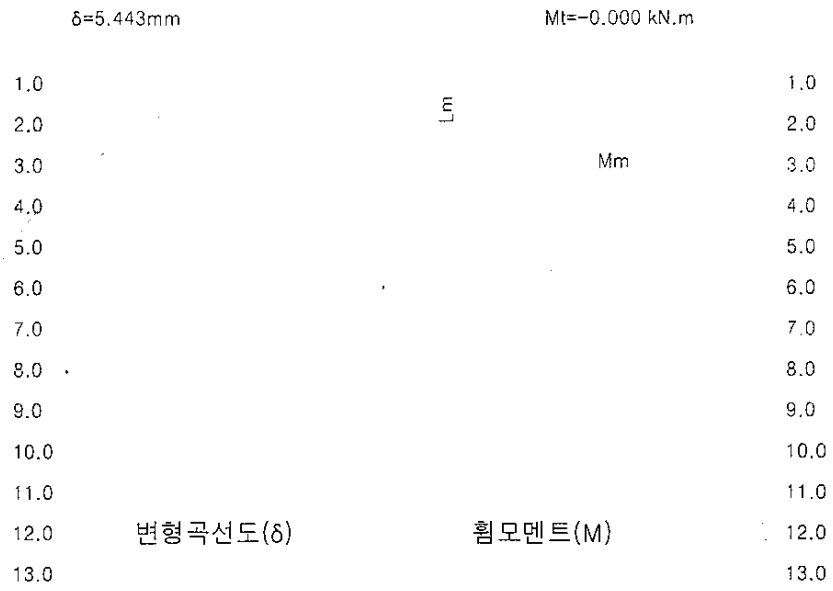
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -25.604 kN.m. 2 894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.443 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.443 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-21.551	5.443	
0.893	-14.960	-12.358	4.146	
1.787	-22.793	-5.556	2.965	
2.680	-25.514	-0.856	1.965	
3.573	-24.836	2.118	1.167	
4.467	-22.128	3.754	0.569	
5.360	-18.420	4.415	0.147	
6.253	-14.437	4.415	-0.125	
7.147	-10.653	4.007	-0.282	
8.040	-7.340	3.387	-0.352	
8.933	-4.623	2.693	-0.363	
9.827	-2.524	2.017	-0.336	
10.720	-0.998	1.414	-0.289	
11.613	0.034	0.913	-0.233	
12.507	0.666	0.520	-0.177	
13.400	0.994	0.230	-0.126	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : UE015

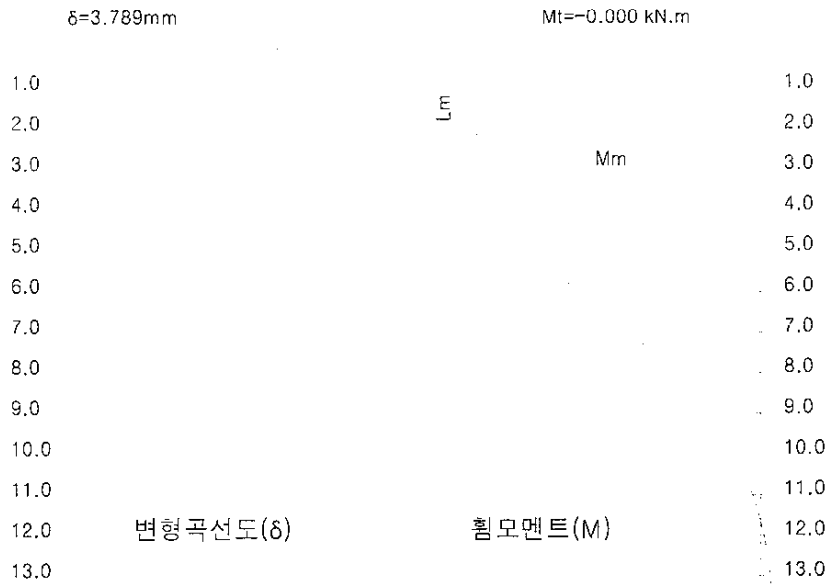
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.823 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.789 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.789 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-15.002	3.789	
0.893	-10.414	-8.602	2.886	
1.787	-15.866	-3.868	2.064	
2.680	-17.761	-0.596	1.368	
3.573	-17.289	1.474	0.813	
4.467	-15.404	2.613	0.396	
5.360	-12.822	3.073	0.103	
6.253	-10.050	3.073	-0.087	
7.147	-7.416	2.790	-0.196	
8.040	-5.110	2.358	-0.245	
8.933	-3.218	1.874	-0.253	
9.827	-1.757	1.404	-0.234	
10.720	-0.695	0.985	-0.201	
11.613	0.023	0.636	-0.162	
12.507	0.463	0.362	-0.123	
13.400	0.692	0.160	-0.088	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE015

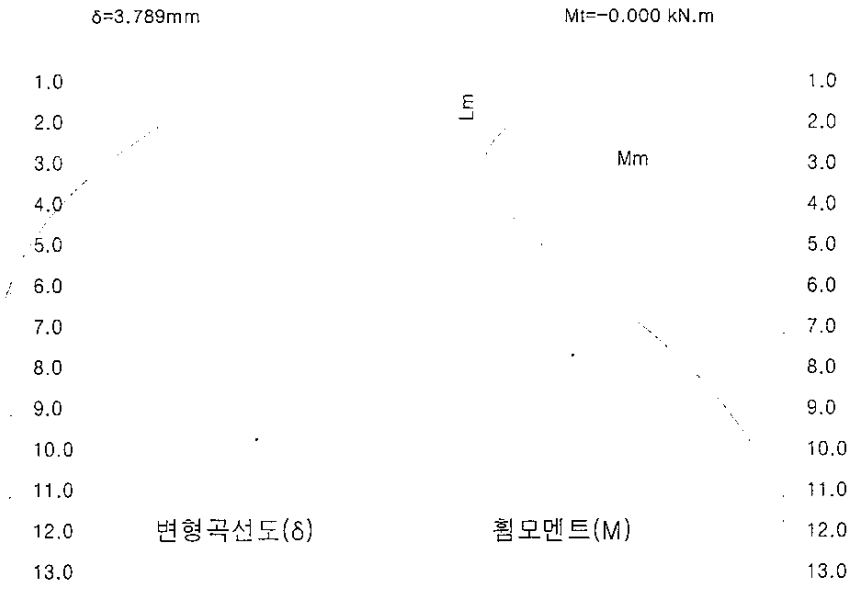
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.823 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.789 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.789 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-15.002	3.789	
0.893	-10.414	-8.602	2.886	
1.787	-15.866	-3.868	2.064	
2.680	-17.761	-0.596	1.368	
3.573	-17.289	1.474	0.813	
4.467	-15.404	2.613	0.396	
5.360	-12.822	3.073	0.103	
6.253	-10.050	3.073	-0.087	
7.147	-7.416	2.790	-0.196	
8.040	-5.110	2.358	-0.245	
8.933	-3.218	1.874	-0.253	
9.827	-1.757	1.404	-0.234	
10.720	-0.695	0.985	-0.201	
11.613	0.023	0.636	-0.162	
12.507	0.463	0.362	-0.123	
13.400	0.692	0.160	-0.088	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : UL022

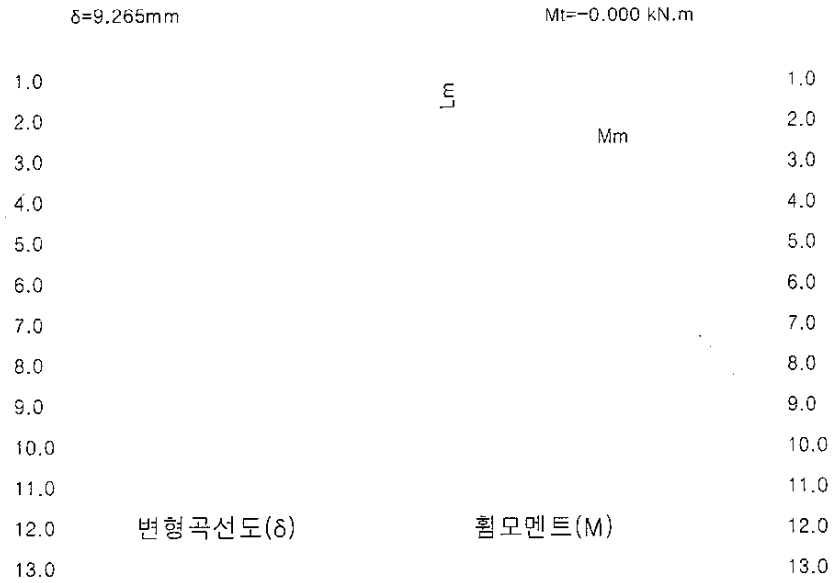
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -63.886 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.265 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.265 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-65.105	9.265	
0.893	-42.747	-32.425	6.613	
1.787	-61.023	-10.089	4.289	
2.680	-63.344	3.625	2.446	
3.573	-56.497	10.784	1.107	
4.467	-45.432	13.379	0.220	
5.360	-33.443	13.103	-0.301	
6.253	-22.481	11.267	-0.552	
7.147	-13.499	8.798	-0.621	
8.040	-6.770	6.295	-0.579	
8.933	-2.159	4.095	-0.482	
9.827	0.682	2.345	-0.366	
10.720	2.174	1.072	-0.254	
11.613	2.724	0.226	-0.159	
12.507	2.680	-0.274	-0.086	
13.400	2.311	-0.516	-0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

1) 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 877.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1315.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 6.5922 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 9.2652 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 459.600 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 689.400 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	465.082	420.326	877.000	459.600	O.K
	HINGE	443.073	442.335	877.000	459.600	O.K
COMBO 2	FIX	422.108	333.953	877.000	459.600	O.K
	HINGE	414.980	341.081	877.000	459.600	O.K
COMBO 3	FIX	422.108	333.953	877.000	459.600	O.K
	HINGE	414.980	341.081	877.000	459.600	O.K
COMBO 4	FIX	578.153	193.344	1315.500	689.400	O.K
	HINGE	534.377	237.119	1315.500	689.400	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 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.500 = 26.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지 이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초, 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 Mmax가 발생하는 경우

f = fce1 ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

* 두부에 Mmax가 발생하는 경우

f = fce2 ± M/Ze + V/Ae

= 8.380 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	465.082	47.686	13.204	28.00	3.577	0.00	O.K
	HINGE	443.073	31.010	11.318	28.00	5.057	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	422.108	15.443	9.553	28.00	6.435	0.00	O.K
	HINGE	414.980	10.474	8.986	28.00	6.871	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	422.108	15.443	9.553	28.00	6.435	0.00	O.K
	HINGE	414.980	10.474	8.986	28.00	6.871	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	578.153	94.847	19.007	42.00	-0.142	-5.00	O.K
	HINGE	534.377	63.886	15.478	42.00	2.580	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

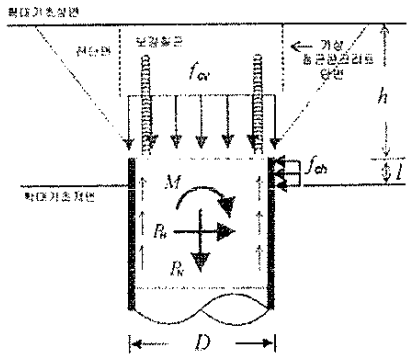
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	26.101	0.470	0.850	O.K
	HINGE	26.101	0.470	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	8.816	0.159	0.850	O.K
	HINGE	8.816	0.159	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	8.816	0.159	0.850	O.K
	HINGE	8.816	0.159	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	65.105	1.172	1.250	O.K
	HINGE	65.105	1.172	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 = 465082.0 / (π/4 x 500 ²)
= 2.369 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 578152.7 / (π/4 x 500 ²)
= 2.945 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 = 465082.0 / {π x (500 + 2000) x 2000 }
= 0.030 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 578152.7 / {π x (500 + 2000) x 2000 }
= 0.037 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 = 26101.333 / (500 x 100)
= 0.522 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 65105.144 / (500 x 100)
= 1.302 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)

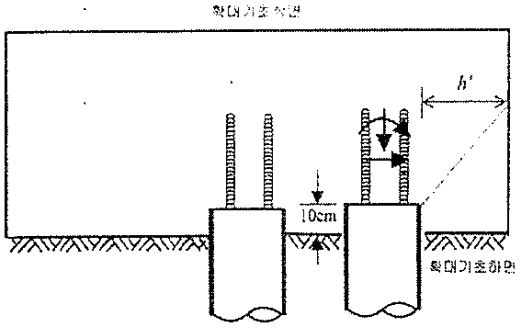
τh = 26101.333 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.044 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 65105.144 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.109 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 = 657323.866 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 7696.9 x 1950)
= 20797023.510 N ≥ PNmax = 657323.866 N ∴ O.K

16. PILE 교축직각방향 검토

1) 설계조건

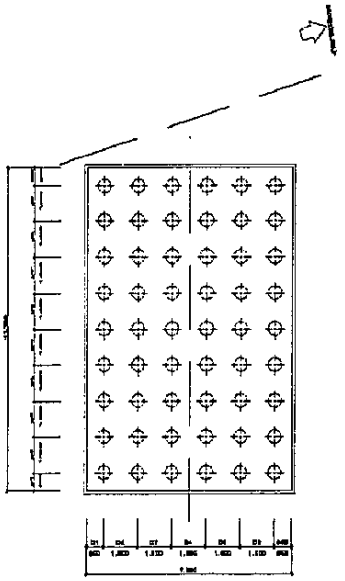
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도	fck	=	80.0 MPa
콘크리트 탄성계수	Ep	=	40000.0 MPa
유효프리스트레스(본체)	fce1	=	4.10 MPa
유효프리스트레스(두부)	fce2	=	8.38 MPa
콘크리트 환산단면적	Ae	=	0.1085 m^2
환산 단면2차모멘트	Ie	=	0.00248 m^4
환산 단면계수	Ze	=	0.00991 m^3
말뚝 머리의 평균 N치	N	=	4
말뚝 선단의 평균 N치	N	=	50
말뚝 선단의 근입길이	Of	=	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	23672.366	715.949	2555.381	SV021
	COMBO 2	23644.587	2080.981	10874.879	SV020
	COMBO 3	20323.795	1823.044	9591.867	SV014
	COMBO 4	19934.818	1827.442	15695.053	SV022
계수하중	COMBO 1	33191.345	1703.247	7881.173	UL003
	COMBO 2	29555.734	2601.227	13593.601	UL020
	COMBO 3	19424.297	2063.798	11075.028	UE014
	COMBO 4	19934.818	1827.442	15695.053	UL022

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 ㎡ : 말뚝의 환산단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.878

Kv = a x Ap x Ep / L = 284496.716 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 = 1000 x N = 1000 x 4 = 4000 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	3.056	9089.75
3.056	3.621	4610.48
3.621	3.679	4326.22
3.679	3.684	4300.49
3.684	3.685	4298.08
3.685	3.685	4297.86
3.685	3.685	4297.83

Kh = 4297.83 kN/㎥

β = 0.271 m-1

βL = 0.271 x 13.4000 = 3.636 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.500	2.570	18179.51
2.570	2.996	9840.07
2.996	3.039	9289.79
3.039	3.043	9239.81
3.043	3.044	9235.13
3.044	3.044	9234.70
3.044	3.044	9234.66

Kh = 9234.65 kN/㎥

β = 0.329 m-1

βL = 0.329 x 13.4000 = 4.403 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

.1 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	7918.873	14053.732	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	14590.740	21387.638	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	14590.740	21387.638	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	53767.672	65097.452	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_2 \sin^2\theta_i\right)$	427619.2	758901.5
Axy,Ayx	$\sum \left(K_2 - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_1 - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-787900.0	-1154932.5
Ayy	$\sum \left(K_2 \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15362822.7	15362822.7
Aya,Aay	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i + K_2\sin\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Aaa	$\sum\left\{\left(K_2\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	175991256.5	176603064.7
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	0.0017152	0.0015409	0.0000222	COMBO 1	0.0040994	0.0021605	0.0000631
COMBO 2	0.0050217	0.0015391	0.0000843	COMBO 2	0.0062771	0.0019238	0.0001053
COMBO 3	0.0044000	0.0013229	0.0000742	COMBO 3	0.0049833	0.0012644	0.0000852
COMBO 4	0.0025688	0.0012976	0.0001057	COMBO 4	0.0025688	0.0012976	0.0001057

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.022 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	0.0017152	0.0016563	0.0000222	471.217	13.258	-23.832
	2	0.0017152	0.0016275	0.0000222	463.007	13.258	-23.832
	3	0.0017152	0.0015986	0.0000222	454.797	13.258	-23.832
	4	0.0017152	0.0015697	0.0000222	446.587	13.258	-23.832
	5	0.0017152	0.0015409	0.0000222	438.377	13.258	-23.832
	6	0.0017152	0.0015120	0.0000222	430.167	13.258	-23.832
	7	0.0017152	0.0014832	0.0000222	421.957	13.258	-23.832
	8	0.0017152	0.0014543	0.0000222	413.747	13.258	-23.832
	9	0.0017152	0.0014255	0.0000222	405.537	13.258	-23.832
COMBO 2	1	0.0050217	0.0019773	0.0000843	562.536	38.537	-68.739
	2	0.0050217	0.0018677	0.0000843	531.368	38.537	-68.739
	3	0.0050217	0.0017582	0.0000843	500.199	38.537	-68.739
	4	0.0050217	0.0016486	0.0000843	469.031	38.537	-68.739
	5	0.0050217	0.0015391	0.0000843	437.863	38.537	-68.739
	6	0.0050217	0.0014295	0.0000843	406.694	38.537	-68.739
	7	0.0050217	0.0013200	0.0000843	375.526	38.537	-68.739
	8	0.0050217	0.0012104	0.0000843	344.358	38.537	-68.739
	9	0.0050217	0.0011009	0.0000843	313.189	38.537	-68.739
COMBO 3	1	0.0044000	0.0017088	0.0000742	486.137	33.760	-60.209
	2	0.0044000	0.0016123	0.0000742	458.695	33.760	-60.209
	3	0.0044000	0.0015158	0.0000742	431.252	33.760	-60.209
	4	0.0044000	0.0014194	0.0000742	403.809	33.760	-60.209
	5	0.0044000	0.0013229	0.0000742	376.367	33.760	-60.209
	6	0.0044000	0.0012265	0.0000742	348.924	33.760	-60.209
	7	0.0044000	0.0011300	0.0000742	321.481	33.760	-60.209
	8	0.0044000	0.0010335	0.0000742	294.039	33.760	-60.209
	9	0.0044000	0.0009371	0.0000742	266.596	33.760	-60.209
COMBO 4	1	0.0025688	0.0018471	0.0001057	525.492	33.842	-48.062
	2	0.0025688	0.0017097	0.0001057	486.410	33.842	-48.062
	3	0.0025688	0.0015723	0.0001057	447.327	33.842	-48.062
	4	0.0025688	0.0014350	0.0001057	408.245	33.842	-48.062
	5	0.0025688	0.0012976	0.0001057	369.163	33.842	-48.062
	6	0.0025688	0.0011602	0.0001057	330.081	33.842	-48.062
	7	0.0025688	0.0010229	0.0001057	290.999	33.842	-48.062
	8	0.0025688	0.0008855	0.0001057	251.917	33.842	-48.062
	9	0.0025688	0.0007481	0.0001057	212.835	33.842	-48.062

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0040994	0.0024888	0.0000631	708.055	31.542	-56.419
	2	0.0040994	0.0024067	0.0000631	684.705	31.542	-56.419
	3	0.0040994	0.0023246	0.0000631	661.355	31.542	-56.419
	4	0.0040994	0.0022426	0.0000631	638.005	31.542	-56.419
	5	0.0040994	0.0021605	0.0000631	614.655	31.542	-56.419
	6	0.0040994	0.0020784	0.0000631	591.305	31.542	-56.419
	7	0.0040994	0.0019963	0.0000631	567.955	31.542	-56.419
	8	0.0040994	0.0019143	0.0000631	544.605	31.542	-56.419
	9	0.0040994	0.0018322	0.0000631	521.255	31.542	-56.419
COMBO 2	1	0.0062771	0.0024716	0.0001053	703.170	48.171	-85.924
	2	0.0062771	0.0023347	0.0001053	664.210	48.171	-85.924
	3	0.0062771	0.0021977	0.0001053	625.249	48.171	-85.924
	4	0.0062771	0.0020608	0.0001053	586.289	48.171	-85.924
	5	0.0062771	0.0019238	0.0001053	547.328	48.171	-85.924
	6	0.0062771	0.0017869	0.0001053	508.368	48.171	-85.924
	7	0.0062771	0.0016500	0.0001053	469.407	48.171	-85.924
	8	0.0062771	0.0015130	0.0001053	430.447	48.171	-85.924
	9	0.0062771	0.0013761	0.0001053	391.487	48.171	-85.924
COMBO 3	1	0.0049833	0.0017076	0.0000852	485.811	38.218	-68.127
	2	0.0049833	0.0015968	0.0000852	454.285	38.218	-68.127
	3	0.0049833	0.0014860	0.0000852	422.760	38.218	-68.127
	4	0.0049833	0.0013752	0.0000852	391.235	38.218	-68.127
	5	0.0049833	0.0012644	0.0000852	359.709	38.218	-68.127
	6	0.0049833	0.0011536	0.0000852	328.184	38.218	-68.127
	7	0.0049833	0.0010427	0.0000852	296.658	38.218	-68.127
	8	0.0049833	0.0009319	0.0000852	265.133	38.218	-68.127
	9	0.0049833	0.0008211	0.0000852	233.608	38.218	-68.127
COMBO 4	1	0.0025688	0.0018471	0.0001057	525.492	33.842	-48.062
	2	0.0025688	0.0017097	0.0001057	486.410	33.842	-48.062
	3	0.0025688	0.0015723	0.0001057	447.327	33.842	-48.062
	4	0.0025688	0.0014350	0.0001057	408.245	33.842	-48.062
	5	0.0025688	0.0012976	0.0001057	369.163	33.842	-48.062
	6	0.0025688	0.0011602	0.0001057	330.081	33.842	-48.062
	7	0.0025688	0.0010229	0.0001057	290.999	33.842	-48.062
	8	0.0025688	0.0008855	0.0001057	251.917	33.842	-48.062
	9	0.0025688	0.0007481	0.0001057	212.835	33.842	-48.062

▣ 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	5.200	0	471.217	13.258	-23.832	6
	2	3.900	0	463.007	13.258	-23.832	6
	3	2.600	0	454.797	13.258	-23.832	6
	4	1.300	0	446.587	13.258	-23.832	6
	5	0.000	0	438.377	13.258	-23.832	6
	6	-1.300	0	430.167	13.258	-23.832	6
	7	-2.600	0	421.957	13.258	-23.832	6
	8	-3.900	0	413.747	13.258	-23.832	6
	9	-5.200	0	405.537	13.258	-23.832	6
	계			23672.366	715.949	2555.381	54
COMBO 2	1	5.200	0	562.536	38.537	-68.739	6
	2	3.900	0	531.368	38.537	-68.739	6
	3	2.600	0	500.199	38.537	-68.739	6
	4	1.300	0	469.031	38.537	-68.739	6
	5	0.000	0	437.863	38.537	-68.739	6
	6	-1.300	0	406.694	38.537	-68.739	6
	7	-2.600	0	375.526	38.537	-68.739	6
	8	-3.900	0	344.358	38.537	-68.739	6
	9	-5.200	0	313.189	38.537	-68.739	6
	계			23644.587	2080.981	10874.879	54
COMBO 3	1	5.200	0	486.137	33.760	-60.209	6
	2	3.900	0	458.695	33.760	-60.209	6
	3	2.600	0	431.252	33.760	-60.209	6
	4	1.300	0	403.809	33.760	-60.209	6
	5	0.000	0	376.367	33.760	-60.209	6
	6	-1.300	0	348.924	33.760	-60.209	6
	7	-2.600	0	321.481	33.760	-60.209	6
	8	-3.900	0	294.039	33.760	-60.209	6
	9	-5.200	0	266.596	33.760	-60.209	6
	계			20323.795	1823.044	9591.867	54
COMBO 4	1	5.200	0	525.492	33.842	-48.062	6
	2	3.900	0	486.410	33.842	-48.062	6
	3	2.600	0	447.327	33.842	-48.062	6
	4	1.300	0	408.245	33.842	-48.062	6
	5	0.000	0	369.163	33.842	-48.062	6
	6	-1.300	0	330.081	33.842	-48.062	6
	7	-2.600	0	290.999	33.842	-48.062	6
	8	-3.900	0	251.917	33.842	-48.062	6
	9	-5.200	0	212.835	33.842	-48.062	6
	계			19934.818	1827.442	15695.053	54

- 계수하중 소합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	708.055	31.542	-56.419	6
	2	3.900	0	684.705	31.542	-56.419	6
	3	2.600	0	661.355	31.542	-56.419	6
	4	1.300	0	638.005	31.542	-56.419	6
	5	0.000	0	614.655	31.542	-56.419	6
	6	-1.300	0	591.305	31.542	-56.419	6
	7	-2.600	0	567.955	31.542	-56.419	6
	8	-3.900	0	544.605	31.542	-56.419	6
	9	-5.200	0	521.255	31.542	-56.419	6
	계			33191.345	1703.247	7881.173	54
COMBO 2	1	5.200	0	703.170	48.171	-85.924	6
	2	3.900	0	664.210	48.171	-85.924	6
	3	2.600	0	625.249	48.171	-85.924	6
	4	1.300	0	586.289	48.171	-85.924	6
	5	0.000	0	547.328	48.171	-85.924	6
	6	-1.300	0	508.368	48.171	-85.924	6
	7	-2.600	0	469.407	48.171	-85.924	6
	8	-3.900	0	430.447	48.171	-85.924	6
	9	-5.200	0	391.487	48.171	-85.924	6
	계			29555.735	2601.227	13593.601	54
COMBO 3	1	5.200	0	485.811	38.218	-68.127	6
	2	3.900	0	454.285	38.218	-68.127	6
	3	2.600	0	422.760	38.218	-68.127	6
	4	1.300	0	391.235	38.218	-68.127	6
	5	0.000	0	359.709	38.218	-68.127	6
	6	-1.300	0	328.184	38.218	68.127	6
	7	-2.600	0	296.658	38.218	-68.127	6
	8	-3.900	0	265.133	38.218	-68.127	6
	9	-5.200	0	233.608	38.218	-68.127	6
	계			19424.298	2063.798	11075.028	54
COMBO 4	1	5.200	0	525.492	33.842	-48.062	6
	2	3.900	0	486.410	33.842	-48.062	6
	3	2.600	0	447.327	33.842	-48.062	6
	4	1.300	0	408.245	33.842	-48.062	6
	5	0.000	0	369.163	33.842	-48.062	6
	6	-1.300	0	330.081	33.842	-48.062	6
	7	-2.600	0	290.999	33.842	-48.062	6
	8	-3.900	0	251.917	33.842	-48.062	6
	9	-5.200	0	212.835	33.842	-48.062	6
	계			19934.818	1827.442	15695.053	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV021

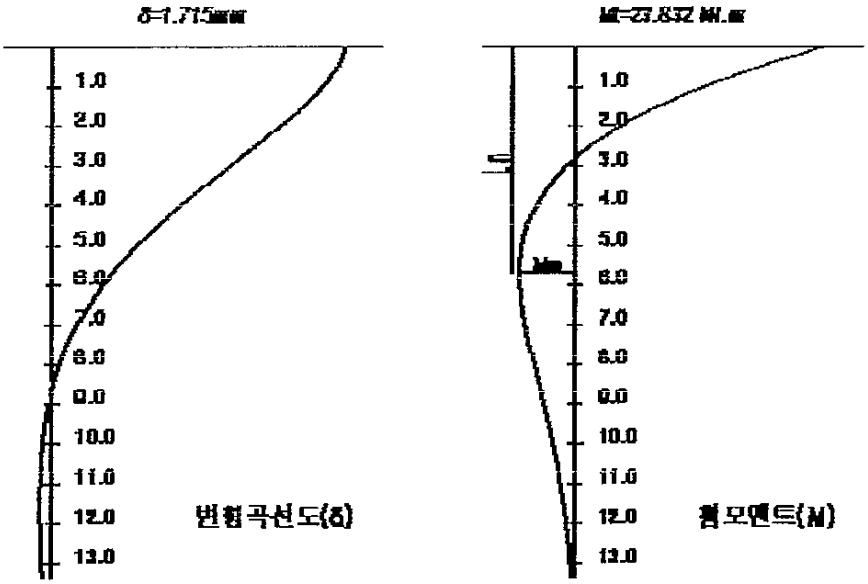
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.205 kN.m, 5.698 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.715 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.715 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.832	-13.258	1.715	
0.893	13.441	-10.039	1.614	
1.787	5.802	-7.130	1.403	
2.680	0.563	-4.682	1.144	
3.573	-2.715	-2.742	0.879	
4.467	-4.483	-1.295	0.634	
5.360	-5.159	-0.284	0.425	
6.253	-5.099	0.365	0.257	
7.147	-4.592	0.730	0.130	
8.040	-3.856	0.888	0.040	
8.933	-3.047	0.903	-0.019	
9.827	-2.268	0.830	-0.054	
10.720	-1.579	0.708	-0.070	
11.613	-1.009	0.567	-0.074	
12.507	-0.565	0.428	-0.069	
13.400	-0.240	0.303	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : SV020

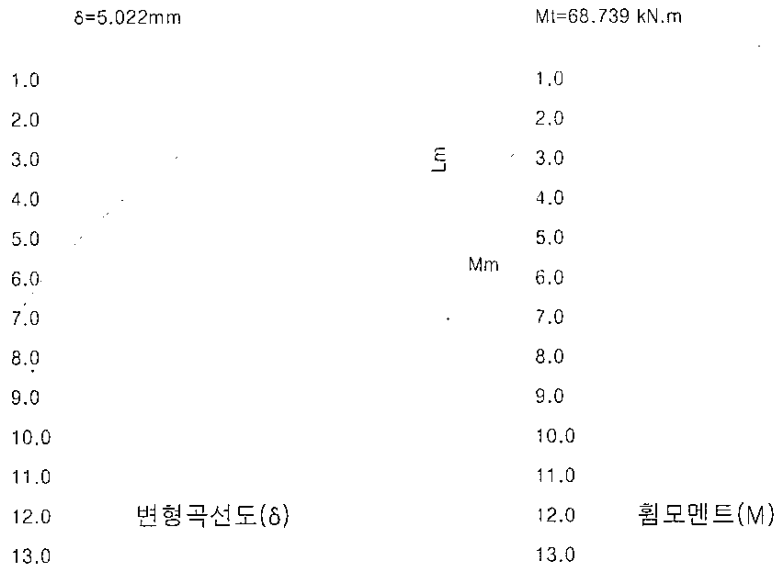
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.247 kN.m, 5.671 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.022 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.022 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	68.739	-38.537	5.022	
0.893	38.562	-29.125	4.713	
1.787	16.422	-20.643	4.088	
2.680	1.274	-13.516	3.326	
3.573	-8.172	-7.880	2.550	
4.467	-13.235	-3.683	1.837	
5.360	-15.132	-0.759	1.229	
6.253	-14.904	1.112	0.741	
7.147	-13.390	2.161	0.372	
8.040	-11.222	2.608	0.110	
8.933	-8.852	2.643	-0.061	
9.827	-6.576	2.420	-0.161	
10.720	-4.568	2.060	-0.207	
11.613	-2.910	1.648	-0.217	
12.507	-1.621	1.243	-0.203	
13.400	-0.677	0.878	-0.175	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SV014

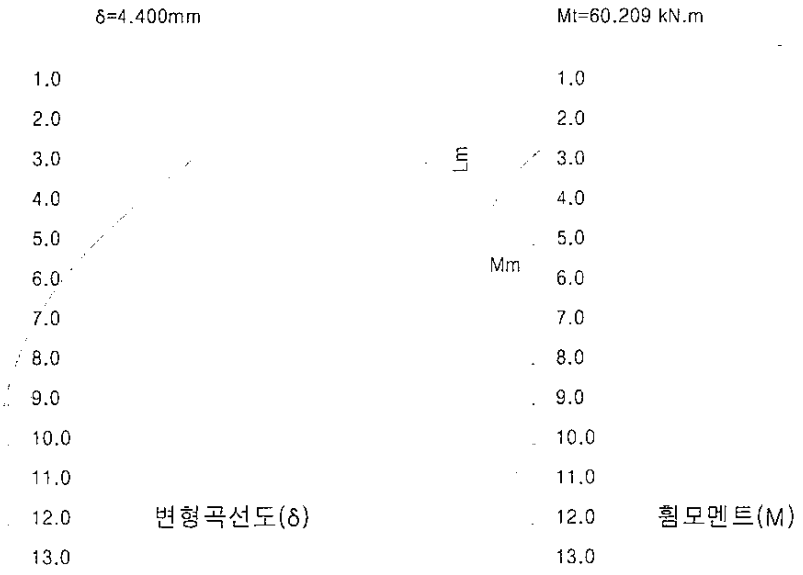
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.359 kN.m, 5.670 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.400 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.400 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	60.209	-33.760	4.400	
0.893	33.773	-25.514	4.129	
1.787	14.378	-18.083	3.582	
2.680	1.109	-11.839	2.914	
3.573	-7.164	-6.902	2.234	
4.467	-11.598	-3.225	1.609	
5.360	-13.259	-0.663	1.076	
6.253	-13.059	0.975	0.649	
7.147	-11.731	1.894	0.326	
8.040	-9.831	2.285	0.097	
8.933	-7.755	2.316	-0.053	
9.827	-5.761	2.121	-0.141	
10.720	-4.001	1.805	-0.182	
11.613	-2.549	1.444	-0.190	
12.507	-1.420	1.089	-0.178	
13.400	-0.593	0.769	-0.154	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈑ COMBO 4 : SV022

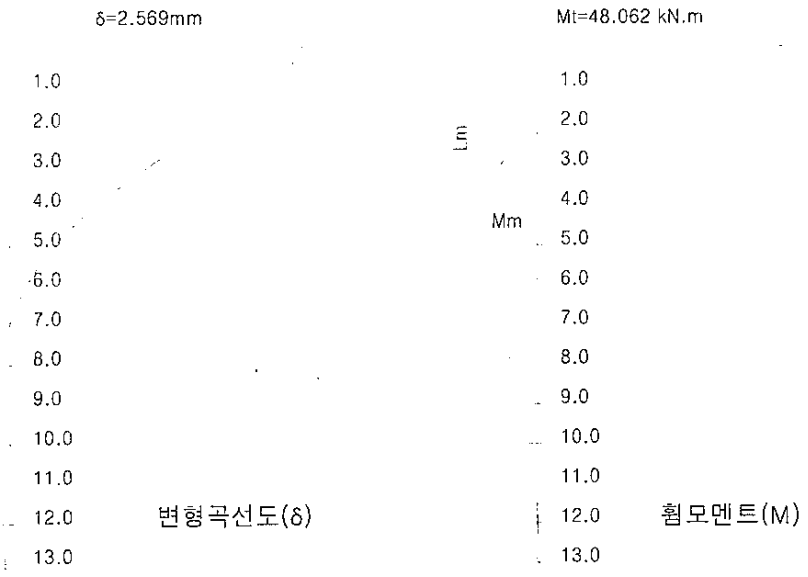
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.470 kN.m, 4.578 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.569 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.569 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	48.062	-33.842	2.569	
0.893	22.453	-23.667	2.318	
1.787	5.330	-14.970	1.881	
2.680	-4.875	-8.211	1.396	
3.573	-9.923	-3.398	0.948	
4.467	-11.454	-0.286	0.576	
5.360	-10.834	1.481	0.296	
6.253	-9.098	2.273	0.102	
7.147	-6.963	2.422	-0.019	
8.040	-4.882	2.193	-0.084	
8.933	-3.098	1.784	-0.109	
9.827	-1.708	1.328	-0.109	
10.720	-0.716	0.903	-0.095	
11.613	-0.072	0.551	-0.075	
12.507	0.295	0.285	-0.054	
13.400	0.461	0.100	-0.036	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO03

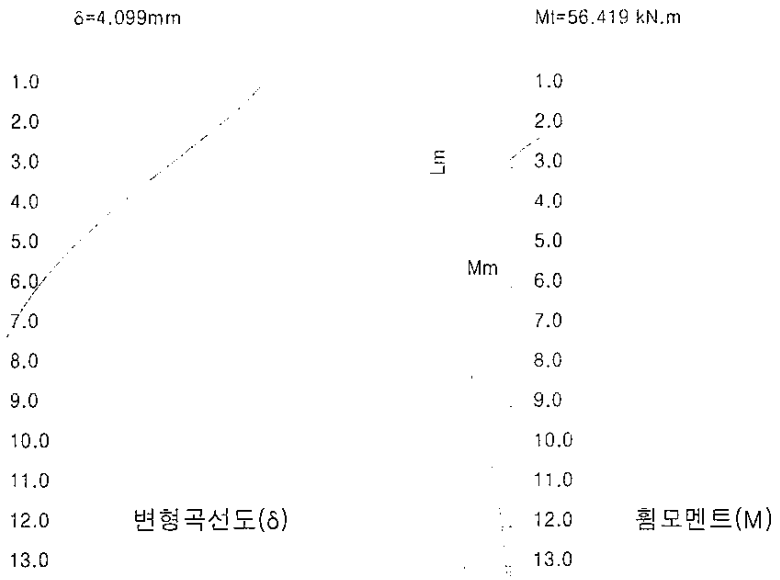
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -12.444 kN.m. 5.681 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.099 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.099 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	56.419	-31.542	4.099	
0.893	31.711	-23.854	3.851	
1.787	13.572	-16.920	3.343	
2.680	1.150	-11.090	2.722	
3.573	-6.606	-6.476	2.088	
4.467	-10.772	-3.038	1.506	
5.360	-12.344	-0.641	1.008	
6.253	-12.174	0.895	0.608	
7.147	-10.946	1.758	0.306	
8.040	-9.180	2.127	0.092	
8.933	-7.246	2.158	-0.048	
9.827	-5.387	1.978	-0.130	
10.720	-3.745	1.685	-0.169	
11.613	-2.389	1.349	-0.177	
12.507	-1.333	1.018	-0.166	
13.400	-0.560	0.720	-0.143	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : ULO20

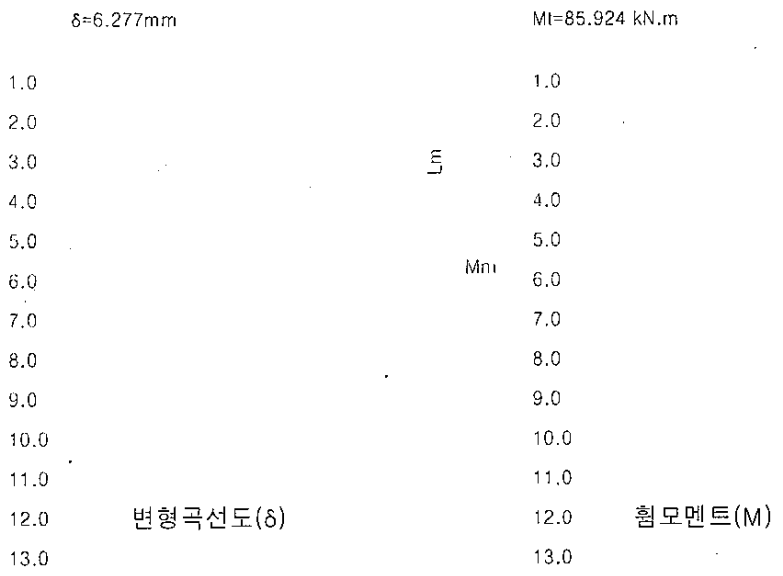
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.058 kN.m. 5.671 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.277 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.277 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	85.924	-48.171	6.277	
0.893	48.202	-36.406	5.891	
1.787	20.528	-25.804	5.110	
2.680	1.592	-16.895	4.158	
3.573	-10.215	-9.850	3.188	
4.467	-16.544	-4.604	2.297	
5.360	-18.915	-0.948	1.536	
6.253	-18.630	1.390	0.926	
7.147	-16.737	2.702	0.465	
8.040	-14.027	3.260	0.138	
8.933	-11.065	3.304	-0.076	
9.827	-8.220	3.026	-0.201	
10.720	-5.710	2.575	-0.259	
11.613	-3.638	2.060	-0.271	
12.507	-2.026	1.553	-0.253	
13.400	-0.847	1.098	-0.219	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UE014

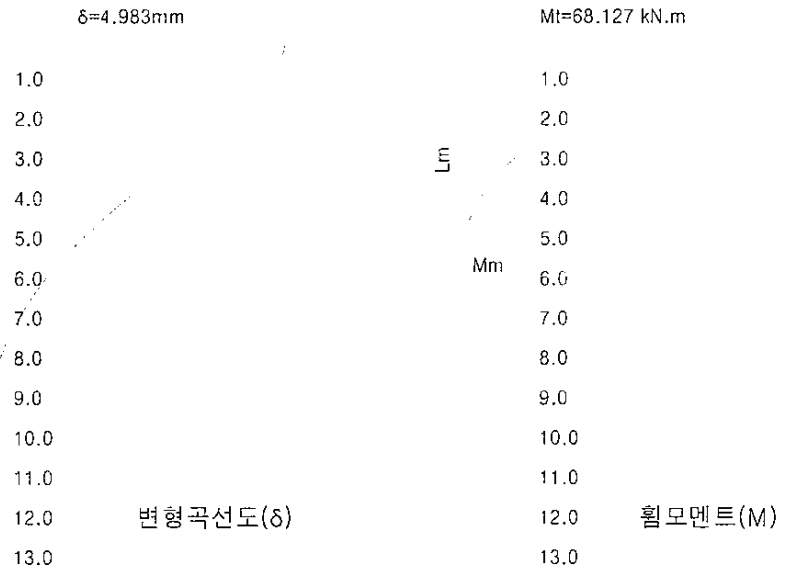
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.131 kN.m, 5.669 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.983 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.983 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	68.127	-38.218	4.983	
0.893	38.201	-28.880	4.676	
1.787	16.249	-20.465	4.055	
2.680	1.233	-13.396	3.299	
3.573	-8.128	-7.807	2.529	
4.467	-13.143	-3.646	1.822	
5.360	-15.018	-0.747	1.218	
6.253	-14.788	1.107	0.734	
7.147	-13.283	2.147	0.368	
8.040	-11.130	2.589	0.109	
8.933	-8.778	2.622	-0.061	
9.827	-6.520	2.401	-0.160	
10.720	-4.528	2.043	-0.206	
11.613	-2.884	1.635	-0.215	
12.507	-1.606	1.232	-0.201	
13.400	-0.670	0.871	-0.174	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 4 : UL022

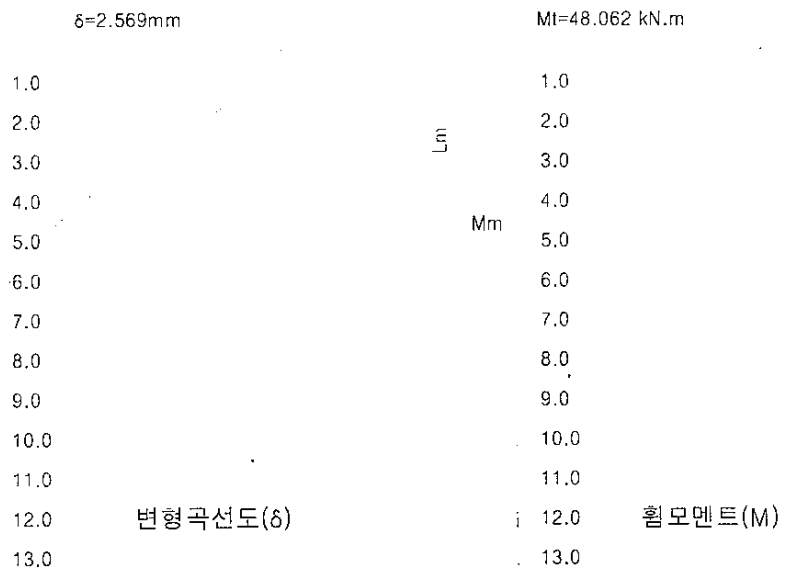
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.470 kN.m, 4.578 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.569 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.569 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	48.062	-33.842	2.569	
0.893	22.453	-23.667	2.318	
1.787	5.330	-14.970	1.881	
2.680	-4.875	-8.211	1.396	
3.573	-9.923	-3.398	0.948	
4.467	-11.454	-0.286	0.576	
5.360	-10.834	1.481	0.296	
6.253	-9.098	2.273	0.102	
7.147	-6.963	2.422	-0.019	
8.040	-4.882	2.193	-0.084	
8.933	-3.098	1.784	-0.109	
9.827	-1.708	1.328	-0.109	
10.720	-0.716	0.903	-0.095	
11.613	-0.072	0.551	-0.075	
12.507	0.295	0.285	-0.054	
13.400	0.461	0.100	-0.036	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	3959.437	7026.866	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	213809.6	379450.8
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15362822.7	15362822.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	173087802.3	173087802.3
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	0.0033485	0.0015409	0.0000148	COMBO 1	0.0079662	0.0021605	0.0000455
COMBO 2	0.0097329	0.0015391	0.0000628	COMBO 2	0.0121661	0.0019238	0.0000785
COMBO 3	0.0085265	0.0013229	0.0000554	COMBO 3	0.0096525	0.0012644	0.0000640
COMBO 4	0.0048160	0.0012976	0.0000907	COMBO 4	0.0048160	0.0012976	0.0000907

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 9.733 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	0.0033485	0.0016177	0.0000148	460.218	13.258	0.000
	2	0.0033485	0.0015985	0.0000148	454.758	13.258	0.000
	3	0.0033485	0.0015793	0.0000148	449.298	13.258	0.000
	4	0.0033485	0.0015601	0.0000148	443.837	13.258	0.000
	5	0.0033485	0.0015409	0.0000148	438.377	13.258	0.000
	6	0.0033485	0.0015217	0.0000148	432.917	13.258	0.000
	7	0.0033485	0.0015025	0.0000148	427.457	13.258	0.000
	8	0.0033485	0.0014833	0.0000148	421.997	13.258	0.000
	9	0.0033485	0.0014641	0.0000148	416.536	13.258	0.000
COMBO 2	1	0.0097329	0.0018658	0.0000628	530.810	38.537	0.000
	2	0.0097329	0.0017841	0.0000628	507.573	38.537	0.000
	3	0.0097329	0.0017024	0.0000628	484.337	38.537	0.000
	4	0.0097329	0.0016208	0.0000628	461.100	38.537	0.000
	5	0.0097329	0.0015391	0.0000628	437.863	38.537	0.000
	6	0.0097329	0.0014574	0.0000628	414.626	38.537	0.000
	7	0.0097329	0.0013757	0.0000628	391.389	38.537	0.000
	8	0.0097329	0.0012940	0.0000628	368.152	38.537	0.000
	9	0.0097329	0.0012124	0.0000628	344.915	38.537	0.000
COMBO 3	1	0.0085265	0.0016111	0.0000554	458.348	33.760	0.000
	2	0.0085265	0.0015390	0.0000554	437.853	33.760	0.000
	3	0.0085265	0.0014670	0.0000554	417.357	33.760	0.000
	4	0.0085265	0.0013950	0.0000554	396.862	33.760	0.000
	5	0.0085265	0.0013229	0.0000554	376.367	33.760	0.000
	6	0.0085265	0.0012509	0.0000554	355.871	33.760	0.000
	7	0.0085265	0.0011788	0.0000554	335.376	33.760	0.000
	8	0.0085265	0.0011068	0.0000554	314.880	33.760	0.000
	9	0.0085265	0.0010348	0.0000554	294.385	33.760	0.000
COMBO 4	1	0.0048160	0.0017691	0.0000907	503.309	33.842	0.000
	2	0.0048160	0.0016512	0.0000907	469.773	33.842	0.000
	3	0.0048160	0.0015334	0.0000907	436.236	33.842	0.000
	4	0.0048160	0.0014155	0.0000907	402.700	33.842	0.000
	5	0.0048160	0.0012976	0.0000907	369.163	33.842	0.000
	6	0.0048160	0.0011797	0.0000907	335.627	33.842	0.000
	7	0.0048160	0.0010618	0.0000907	302.090	33.842	0.000
	8	0.0048160	0.0009440	0.0000907	268.554	33.842	0.000
	9	0.0048160	0.0008261	0.0000907	235.018	33.842	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0079662	0.0023973	0.0000455	682.015	31.542	0.000
	2	0.0079662	0.0023381	0.0000455	665.175	31.542	0.000
	3	0.0079662	0.0022789	0.0000455	648.335	31.542	0.000
	4	0.0079662	0.0022197	0.0000455	631.495	31.542	0.000
	5	0.0079662	0.0021605	0.0000455	614.655	31.542	0.000
	6	0.0079662	0.0021013	0.0000455	597.814	31.542	0.000
	7	0.0079662	0.0020421	0.0000455	580.974	31.542	0.000
	8	0.0079662	0.0019829	0.0000455	564.134	31.542	0.000
	9	0.0079662	0.0019237	0.0000455	547.294	31.542	0.000
COMBO 2	1	0.0121661	0.0023322	0.0000785	663.513	48.171	0.000
	2	0.0121661	0.0022301	0.0000785	634.467	48.171	0.000
	3	0.0121661	0.0021280	0.0000785	605.421	48.171	0.000
	4	0.0121661	0.0020259	0.0000785	576.375	48.171	0.000
	5	0.0121661	0.0019238	0.0000785	547.328	48.171	0.000
	6	0.0121661	0.0018218	0.0000785	518.282	48.171	0.000
	7	0.0121661	0.0017197	0.0000785	489.236	48.171	0.000
	8	0.0121661	0.0016176	0.0000785	460.190	48.171	0.000
	9	0.0121661	0.0015155	0.0000785	431.144	48.171	0.000
COMBO 3	1	0.0096525	0.0015971	0.0000640	454.368	38.218	0.000
	2	0.0096525	0.0015139	0.0000640	430.703	38.218	0.000
	3	0.0096525	0.0014307	0.0000640	407.038	38.218	0.000
	4	0.0096525	0.0013476	0.0000640	383.374	38.218	0.000
	5	0.0096525	0.0012644	0.0000640	359.709	38.218	0.000
	6	0.0096525	0.0011812	0.0000640	336.045	38.218	0.000
	7	0.0096525	0.0010980	0.0000640	312.380	38.218	0.000
	8	0.0096525	0.0010148	0.0000640	288.715	38.218	0.000
	9	0.0096525	0.0009316	0.0000640	265.051	38.218	0.000
COMBO 4	1	0.0048160	0.0017691	0.0000907	503.309	33.842	0.000
	2	0.0048160	0.0016512	0.0000907	469.773	33.842	0.000
	3	0.0048160	0.0015334	0.0000907	436.236	33.842	0.000
	4	0.0048160	0.0014155	0.0000907	402.700	33.842	0.000
	5	0.0048160	0.0012976	0.0000907	369.163	33.842	0.000
	6	0.0048160	0.0011797	0.0000907	335.627	33.842	0.000
	7	0.0048160	0.0010618	0.0000907	302.090	33.842	0.000
	8	0.0048160	0.0009440	0.0000907	268.554	33.842	0.000
	9	0.0048160	0.0008261	0.0000907	235.018	33.842	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	5.200	0	460.218	13.258	0.000	6
	2	3.900	0	454.758	13.258	0.000	6
	3	2.600	0	449.298	13.258	0.000	6
	4	1.300	0	443.837	13.258	0.000	6
	5	0.000	0	438.377	13.258	0.000	6
	6	-1.300	0	432.917	13.258	0.000	6
	7	-2.600	0	427.457	13.258	0.000	6
	8	-3.900	0	421.997	13.258	0.000	6
	9	-5.200	0	416.536	13.258	0.000	6
	계			23672.366	715.949	0.000	54
COMBO 2	1	5.200	0	530.810	38.537	0.000	6
	2	3.900	0	507.573	38.537	0.000	6
	3	2.600	0	484.337	38.537	0.000	6
	4	1.300	0	461.100	38.537	0.000	6
	5	0.000	0	437.863	38.537	0.000	6
	6	-1.300	0	414.626	38.537	0.000	6
	7	-2.600	0	391.389	38.537	0.000	6
	8	-3.900	0	368.152	38.537	0.000	6
	9	-5.200	0	344.915	38.537	0.000	6
	계			23644.587	2080.981	0.000	54
COMBO 3	1	5.200	0	458.348	33.760	0.000	6
	2	3.900	0	437.853	33.760	0.000	6
	3	2.600	0	417.357	33.760	0.000	6
	4	1.300	0	396.862	33.760	0.000	6
	5	0.000	0	376.367	33.760	0.000	6
	6	-1.300	0	355.871	33.760	0.000	6
	7	-2.600	0	335.376	33.760	0.000	6
	8	-3.900	0	314.880	33.760	0.000	6
	9	-5.200	0	294.385	33.760	0.000	6
	계			20323.795	1823.044	0.000	54
COMBO 4	1	5.200	0	503.309	33.842	0.000	6
	2	3.900	0	469.773	33.842	0.000	6
	3	2.600	0	436.236	33.842	0.000	6
	4	1.300	0	402.700	33.842	0.000	6
	5	0.000	0	369.163	33.842	0.000	6
	6	-1.300	0	335.627	33.842	0.000	6
	7	-2.600	0	302.090	33.842	0.000	6
	8	-3.900	0	268.554	33.842	0.000	6
	9	-5.200	0	235.018	33.842	0.000	6
	계			19934.818	1827.442	0.000	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	5.200	0	682.015	31.542	0.000	6
	2	3.900	0	665.175	31.542	0.000	6
	3	2.600	0	648.335	31.542	0.000	6
	4	1.300	0	631.495	31.542	0.000	6
	5	0.000	0	614.655	31.542	0.000	6
	6	-1.300	0	597.814	31.542	0.000	6
	7	-2.600	0	580.974	31.542	0.000	6
	8	-3.900	0	564.134	31.542	0.000	6
	9	-5.200	0	547.294	31.542	0.000	6
	계			33191.345	1703.247	0.000	54
COMBO 2	1	5.200	0	663.513	48.171	0.000	6
	2	3.900	0	634.467	48.171	0.000	6
	3	2.600	0	605.421	48.171	0.000	6
	4	1.300	0	576.375	48.171	0.000	6
	5	0.000	0	547.328	48.171	0.000	6
	6	-1.300	0	518.282	48.171	0.000	6
	7	-2.600	0	489.236	48.171	0.000	6
	8	-3.900	0	460.190	48.171	0.000	6
	9	-5.200	0	431.144	48.171	0.000	6
	계			29555.735	2601.227	0.000	54
COMBO 3	1	5.200	0	454.368	38.218	0.000	6
	2	3.900	0	430.703	38.218	0.000	6
	3	2.600	0	407.038	38.218	0.000	6
	4	1.300	0	383.374	38.218	0.000	6
	5	0.000	0	359.709	38.218	0.000	6
	6	-1.300	0	336.045	38.218	0.000	6
	7	-2.600	0	312.380	38.218	0.000	6
	8	-3.900	0	288.715	38.218	0.000	6
	9	-5.200	0	265.051	38.218	0.000	6
	계			19424.298	2063.798	0.000	54
COMBO 4	1	5.200	0	503.309	33.842	0.000	6
	2	3.900	0	469.773	33.842	0.000	6
	3	2.600	0	436.236	33.842	0.000	6
	4	1.300	0	402.700	33.842	0.000	6
	5	0.000	0	369.163	33.842	0.000	6
	6	-1.300	0	335.627	33.842	0.000	6
	7	-2.600	0	302.090	33.842	0.000	6
	8	-3.900	0	268.554	33.842	0.000	6
	9	-5.200	0	235.018	33.842	0.000	6
	계			19934.818	1827.442	0.000	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SV021

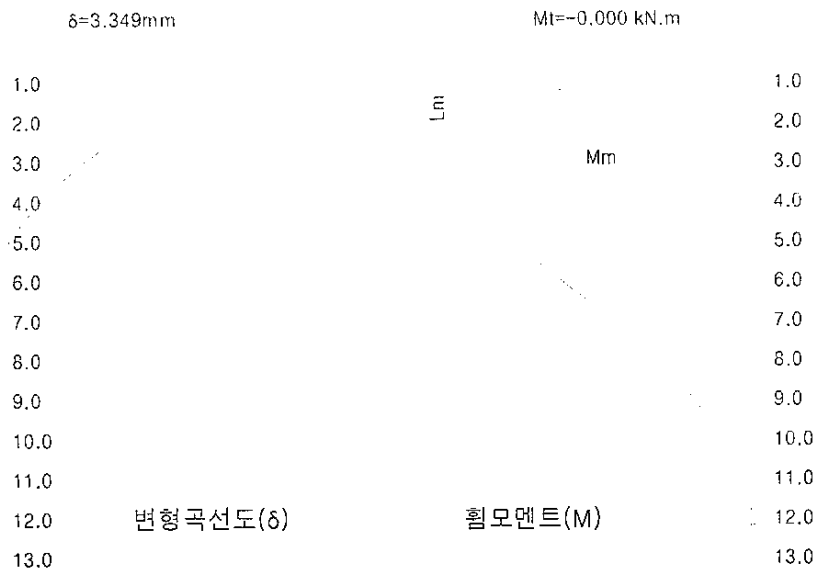
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.752 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.349 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.349 mm .

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.258	3.349	
0.893	-9.204	-7.602	2.551	
1.787	-14.022	-3.418	1.824	
2.680	-15.696	-0.526	1.209	
3.573	-15.279	1.303	0.718	
4.467	-13.613	2.309	0.350	
5.360	-11.332	2.716	0.091	
6.253	-8.882	2.716	-0.077	
7.147	-6.554	2.465	-0.173	
8.040	-4.516	2.084	-0.217	
8.933	-2.844	1.656	-0.223	
9.827	-1.553	1.241	-0.207	
10.720	-0.614	0.870	-0.178	
11.613	0.021	0.562	-0.143	
12.507	0.410	0.320	-0.109	
13.400	0.611	0.142	-0.078	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 2 : SV020

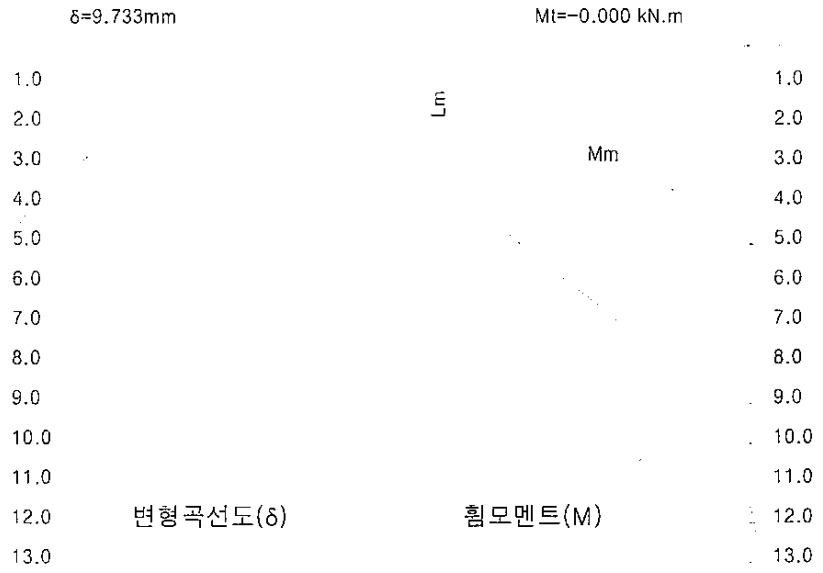
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.784 kN.m. 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.733 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.733 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.537	9.733	
0.893	-26.751	-22.097	7.414	
1.787	-40.757	-9.936	5.303	
2.680	-45.623	-1.530	3.513	
3.573	-44.411	3.787	2.087	
4.467	-39.569	6.712	1.017	
5.360	-32.937	7.894	0.264	
6.253	-25.815	7.894	-0.224	
7.147	-19.049	7.166	-0.504	
8.040	-13.125	6.056	-0.630	
8.933	-8.267	4.815	-0.649	
9.827	-4.513	3.606	-0.601	
10.720	-1.785	2.529	-0.516	
11.613	0.060	1.633	-0.416	
12.507	1.190	0.930	-0.316	
13.400	1.777	0.412	-0.226	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : SV014

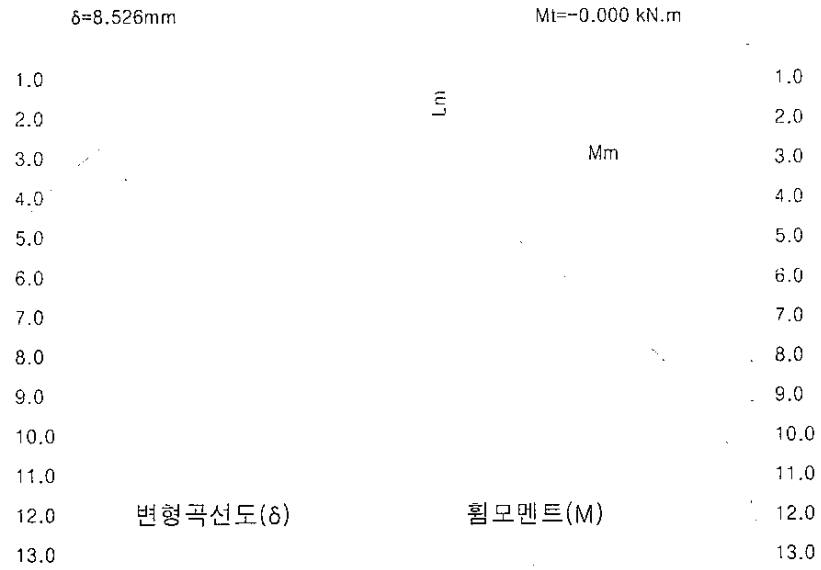
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -40.109 kN.m. 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 8.526 mm
- 지표면에서의 변위 : 8.526 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.760	8.526	
0.893	-23.435	-19.358	6.495	
1.787	-35.705	-8.704	4.645	
2.680	-39.968	-1.341	3.078	
3.573	-38.906	3.318	1.829	
4.467	-34.664	5.880	0.891	
5.360	-28.854	6.916	0.231	
6.253	-22.616	6.915	-0.197	
7.147	-16.688	6.278	-0.442	
8.040	-11.498	5.306	-0.552	
8.933	-7.242	4.218	-0.569	
9.827	-3.953	3.159	-0.527	
10.720	-1.563	2.216	-0.452	
11.613	0.053	1.430	-0.365	
12.507	1.043	0.815	-0.277	
13.400	1.556	0.361	-0.198	

㉰ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV022

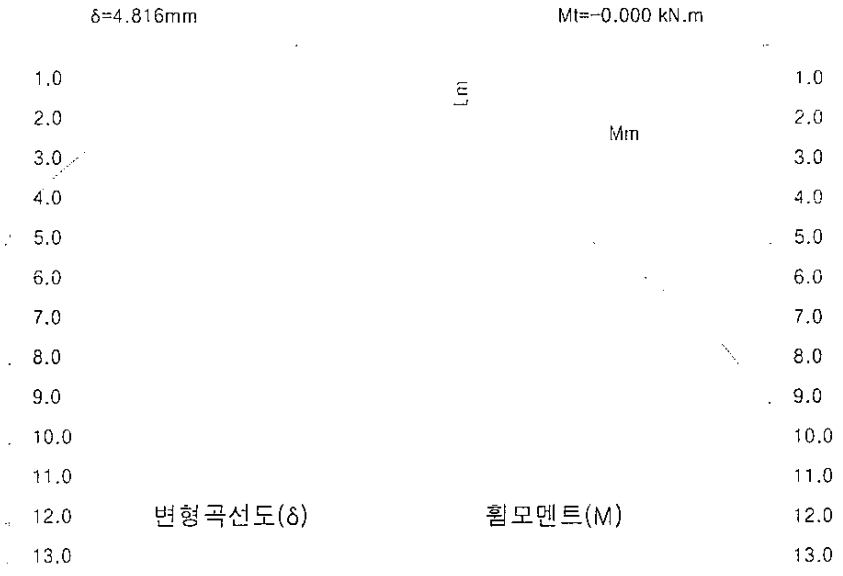
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.208 kN.m. 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.816 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.816 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.842	4.816	
0.893	-22.220	-16.854	3.437	
1.787	-31.719	-5.244	2.229	
2.680	-32.926	1.884	1.271	
3.573	-29.367	5.606	0.575	
4.467	-23.616	6.955	0.114	
5.360	-17.384	6.811	-0.157	
6.253	-11.686	5.856	-0.287	
7.147	-7.017	4.573	-0.323	
8.040	-3.519	3.272	-0.301	
8.933	-1.122	2.129	-0.250	
9.827	0.354	1.219	-0.190	
10.720	1.130	0.557	-0.132	
11.613	1.416	0.117	-0.083	
12.507	1.393	-0.142	-0.045	
13.400	1.201	-0.268	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULO03

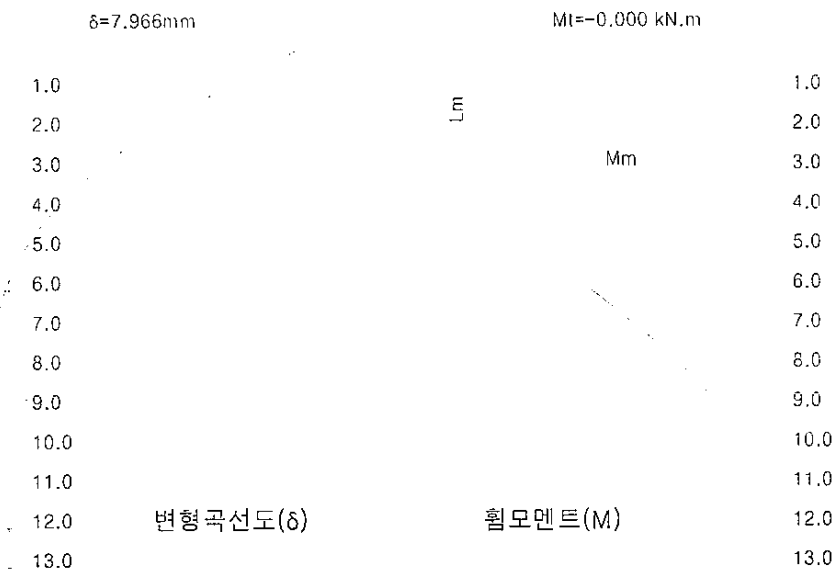
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -37.473 kN.m. 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.966 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.966 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-31.542	7.966	
0.893	-21.895	-18.086	6.068	
1.787	-33.359	-8.132	4.340	
2.680	-37.341	-1.252	2.876	
3.573	-36.350	3.100	1.708	
4.467	-32.386	5.494	0.832	
5.360	-26.958	6.461	0.216	
6.253	-21.130	6.461	-0.184	
7.147	-15.591	5.865	-0.413	
8.040	-10.743	4.957	-0.516	
8.933	-6.766	3.941	-0.532	
9.827	-3.693	2.951	-0.492	
10.720	-1.461	2.070	-0.423	
11.613	0.049	1.336	-0.341	
12.507	0.974	0.761	-0.259	
13.400	1.454	0.337	-0.185	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : UL020

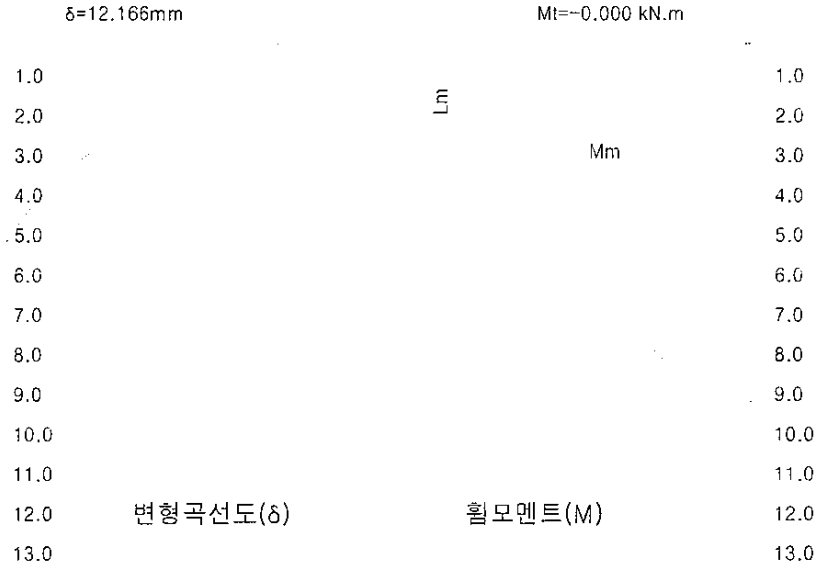
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -57.229 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.166 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.166 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-48.171	12.166	
0.893	-33.439	-27.621	9.268	
1.787	-50.946	-12.419	6.628	
2.680	-57.028	-1.913	4.392	
3.573	-55.514	4.734	2.609	
4.467	-49.461	8.390	1.271	
5.360	-41.171	9.868	0.330	
6.253	-32.269	9.867	-0.280	
7.147	-23.811	8.957	-0.630	
8.040	-16.407	7.570	-0.788	
8.933	-10.334	6.018	-0.812	
9.827	-5.641	4.507	-0.752	
10.720	-2.231	3.161	-0.646	
11.613	0.075	2.041	-0.521	
12.507	1.488	1.162	-0.396	
13.400	2.221	0.514	-0.282	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : UE014

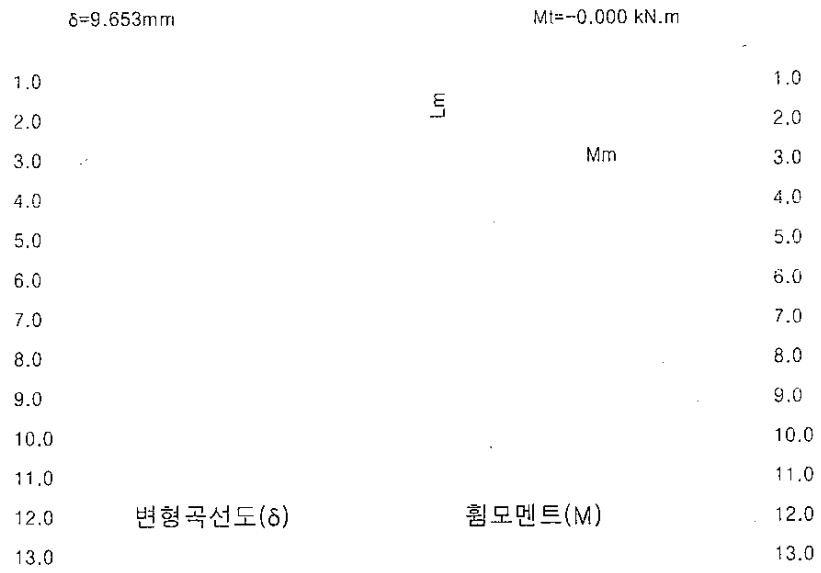
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -45.405 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.653 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.653 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-38.218	9.653	
0.893	-26.530	-21.915	7.353	
1.787	-40.421	-9.854	5.259	
2.680	-45.246	-1.518	3.484	
3.573	-44.044	3.756	2.070	
4.467	-39.242	6.657	1.008	
5.360	-32.665	7.829	0.261	
6.253	-25.602	7.829	-0.223	
7.147	-18.892	7.107	-0.500	
8.040	-13.017	6.006	-0.625	
8.933	-8.199	4.775	-0.644	
9.827	-4.475	3.576	-0.596	
10.720	-1.770	2.508	-0.512	
11.613	0.060	1.619	-0.413	
12.507	1.180	0.922	-0.314	
13.400	1.762	0.408	-0.224	

㉯ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 4 : UL022

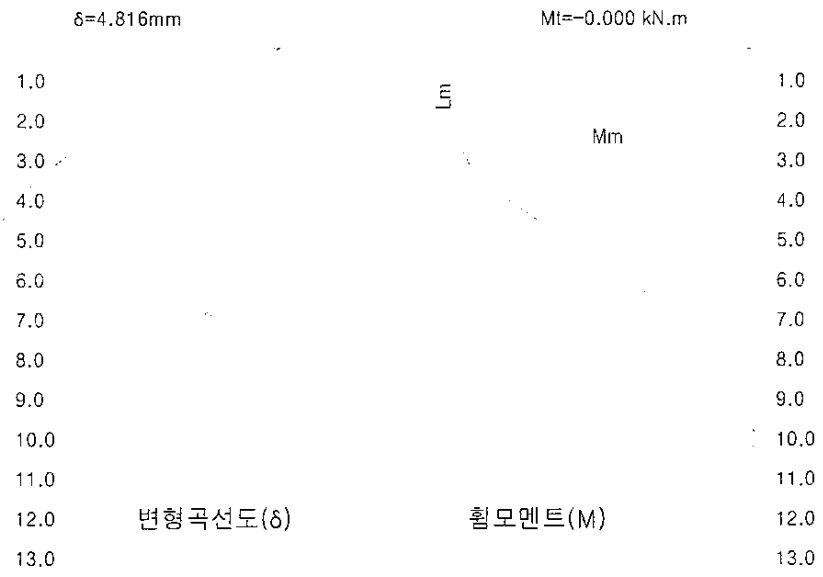
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -33.208 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.816 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.816 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-33.842	4.816	
0.893	-22.220	-16.854	3.437	
1.787	-31.719	-5.244	2.229	
2.680	-32.926	1.884	1.271	
3.573	-29.367	5.606	0.575	
4.467	-23.616	6.955	0.114	
5.360	-17.384	6.811	-0.157	
6.253	-11.686	5.856	-0.287	
7.147	-7.017	4.573	-0.323	
8.040	-3.519	3.272	-0.301	
8.933	-1.122	2.129	-0.250	
9.827	0.354	1.219	-0.190	
10.720	1.130	0.557	-0.132	
11.613	1.416	0.117	-0.083	
12.507	1.393	-0.142	-0.045	
13.400	1.201	-0.268	-0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 877.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 1315.500 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 9.7329 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 4.8160 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 459.600 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Pa2 = 689.400 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	471.217	405.537	877.000	459.600	O.K
	HINGE	460.218	416.536	877.000	459.600	O.K
COMBO 2	FIX	562.536	313.189	877.000	459.600	O.K
	HINGE	530.810	344.915	877.000	459.600	O.K
COMBO 3	FIX	486.137	266.596	877.000	459.600	O.K
	HINGE	458.348	294.385	877.000	459.600	O.K
COMBO 4	FIX	525.492	212.835	1315.500	689.400	O.K
	HINGE	503.309	235.018	1315.500	689.400	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 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.500 = 26.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지 이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『김은가초. 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 Mmax가 발생하는 경우

f = fce1 ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

* 두부에 Mmax가 발생하는 경우

f = fce2 ± M/Ze + V/Ae

= 8.380 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	471.217	23.832	10.853	28.00	6.041	0.00	O.K
	HINGE	460.218	15.752	9.936	28.00	6.756	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	562.536	68.739	16.228	28.00	2.350	0.00	O.K
	HINGE	530.810	45.784	13.618	28.00	4.374	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	486.137	60.209	14.663	28.00	2.506	0.00	O.K
	HINGE	458.348	40.109	12.377	28.00	4.279	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	525.492	48.062	13.799	42.00	4.095	-5.00	O.K
	HINGE	503.309	33.208	12.095	42.00	5.390	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

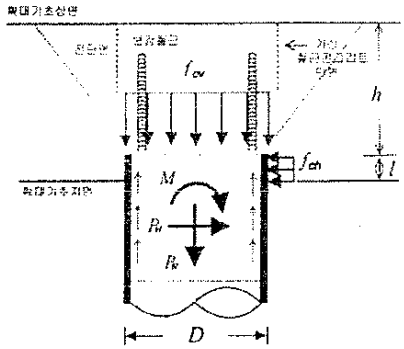
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 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	13.258	0.239	0.850	O.K
	HINGE	13.258	0.239	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	38.537	0.694	0.850	O.K
	HINGE	38.537	0.694	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	33.760	0.608	0.850	O.K
	HINGE	33.760	0.608	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	33.842	0.609	1.250	O.K
	HINGE	33.842	0.609	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 = 562536.2 / (π/4 x 500 ²)
= 2.865 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 525491.6 / (π/4 x 500 ²)
= 2.676 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 = 562536.2 / {π x (500 + 2000) x 2000 }
= 0.036 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 525491.6 / {π x (500 + 2000) x 2000 }
= 0.033 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 = 38536.685 / (500 x 100)
= 0.771 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 33841.522 / (500 x 100)
= 0.677 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{H\max}}{h'(2l+D+2h')} \le \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

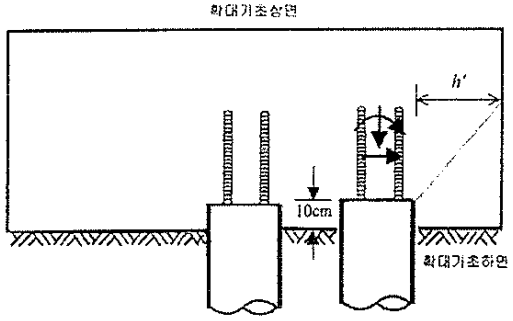
τh = 38536.685 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.064 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 33841.522 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.056 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 = 708054.518 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 7696.9 x 1950)

= 20797023.510 N ≥ PNmax = 708054.518 N ∴ O.K

17. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

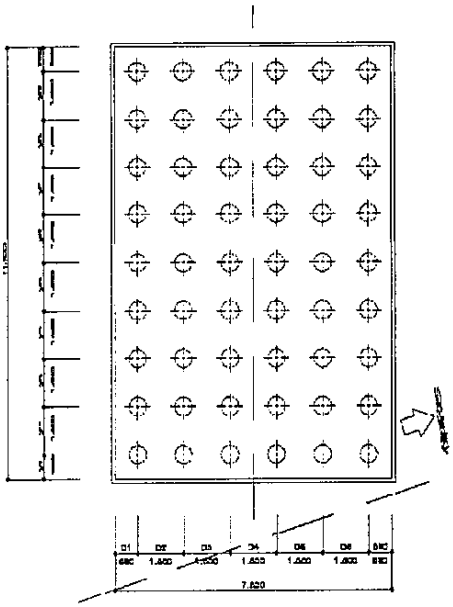
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.10 MPa
유효프리스트레스(두부) fce2 = 8.38 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.1085 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.00248 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.00991 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 4
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	23892.126	499.210	17.903	SVB24
	COMBO 2	20830.402	617.834	394.367	SVB26
	COMBO 3	20830.402	617.834	394.367	SVB26
	COMBO 4	20830.402	2857.229	21253.109	SVB22
계수하중	COMBO 1	33875.153	1.179	12.319	ULB02
	COMBO 2	24996.482	741.401	473.239	ULB26
	COMBO 3	18747.362	741.585	470.787	UEB26
	COMBO 4	20830.402	2857.229	21253.109	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 m² : 말뚝의 환산단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.878

Kv = a x Ap x Ep / L = 284496.716 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$\beta_H = \sqrt[4]{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \qquad k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 4 = 4000 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	3.056	9089.75
3.056	3.621	4610.48
3.621	3.679	4326.22
3.679	3.684	4300.49
3.684	3.685	4298.08
3.685	3.685	4297.86
3.685	3.685	4297.83

Kh = 4297.83 kN/m³

β = 0.271 m-1

βL = 0.271 x 13.4000 = 3.636 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.500	2.570	18179.51
2.570	2.996	9840.07
2.996	3.039	9289.79
3.039	3.043	9239.81
3.043	3.044	9235.13
3.044	3.044	9234.70
3.044	3.044	9234.66

Kh = 9234.65 kN/m³

β = 0.329 m-1

βL = 0.329 x 13.4000 = 4.403 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	7918.873	14053.732	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	14590.740	21387.638	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	14590.740	21387.638	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	53767.672	65097.452	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	427619.2	758901.5
Axy.Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa.Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-787900.0	-1154932.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15362822.7	15362822.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	78629367.8	79241175.9
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	0.0011898	0.0015552	0.0000122	COMBO 1	0.0000031	0.0022050	0.0000002
COMBO 2	0.0014814	0.0013559	0.0000199	COMBO 2	0.0017777	0.0016271	0.0000238
COMBO 3	0.0014814	0.0013559	0.0000199	COMBO 3	0.0017781	0.0012203	0.0000238
COMBO 4	0.0042678	0.0013559	0.0003304	COMBO 4	0.0042678	0.0013559	0.0003304

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.268 ㎜ ≤ 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	0.0011898	0.0015947	0.0000122	453.681	9.245	-16.707
	2	0.0011898	0.0015789	0.0000122	449.187	9.245	-16.707
	3	0.0011898	0.0015631	0.0000122	444.694	9.245	-16.707
	4	0.0011898	0.0015473	0.0000122	440.200	9.245	-16.707
	5	0.0011898	0.0015315	0.0000122	435.706	9.245	-16.707
	6	0.0011898	0.0015157	0.0000122	431.213	9.245	-16.707
COMBO 2	1	0.0014814	0.0014204	0.0000199	404.111	11.441	-20.547
	2	0.0014814	0.0013946	0.0000199	396.766	11.441	-20.547
	3	0.0014814	0.0013688	0.0000199	389.421	11.441	-20.547
	4	0.0014814	0.0013430	0.0000199	382.076	11.441	-20.547
	5	0.0014814	0.0013172	0.0000199	374.731	11.441	-20.547
	6	0.0014814	0.0012914	0.0000199	367.385	11.441	-20.547
COMBO 3	1	0.0014814	0.0014204	0.0000199	404.111	11.441	-20.547
	2	0.0014814	0.0013946	0.0000199	396.766	11.441	-20.547
	3	0.0014814	0.0013688	0.0000199	389.421	11.441	-20.547
	4	0.0014814	0.0013430	0.0000199	382.076	11.441	-20.547
	5	0.0014814	0.0013172	0.0000199	374.731	11.441	-20.547
	6	0.0014814	0.0012914	0.0000199	367.385	11.441	-20.547
COMBO 4	1	0.0042678	0.0024297	0.0003304	691.250	52.912	-69.769
	2	0.0042678	0.0020002	0.0003304	569.050	52.912	-69.769
	3	0.0042678	0.0015707	0.0003304	446.849	52.912	-69.769
	4	0.0042678	0.0011411	0.0003304	324.648	52.912	-69.769
	5	0.0042678	0.0007116	0.0003304	202.447	52.912	-69.769
	6	0.0042678	0.0002821	0.0003304	80.246	52.912	-69.769

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000031	0.0022056	0.0000002	627.491	0.022	-0.035
	2	0.0000031	0.0022054	0.0000002	627.422	0.022	-0.035
	3	0.0000031	0.0022051	0.0000002	627.352	0.022	-0.035
	4	0.0000031	0.0022049	0.0000002	627.283	0.022	-0.035
	5	0.0000031	0.0022046	0.0000002	627.213	0.022	-0.035
	6	0.0000031	0.0022044	0.0000002	627.144	0.022	-0.035
COMBO 2	1	0.0017777	0.0017045	0.0000238	484.933	13.730	-24.657
	2	0.0017777	0.0016735	0.0000238	476.119	13.730	-24.657
	3	0.0017777	0.0016426	0.0000238	467.305	13.730	-24.657
	4	0.0017777	0.0016116	0.0000238	458.491	13.730	-24.657
	5	0.0017777	0.0015806	0.0000238	449.677	13.730	-24.657
	6	0.0017777	0.0015496	0.0000238	440.862	13.730	-24.657
COMBO 3	1	0.0017781	0.0012977	0.0000238	369.183	13.733	-24.664
	2	0.0017781	0.0012667	0.0000238	360.379	13.733	-24.664
	3	0.0017781	0.0012358	0.0000238	351.575	13.733	-24.664
	4	0.0017781	0.0012048	0.0000238	342.771	13.733	-24.664
	5	0.0017781	0.0011739	0.0000238	333.967	13.733	-24.664
	6	0.0017781	0.0011429	0.0000238	325.163	13.733	-24.664
COMBO 4	1	0.0042678	0.0024297	0.0003304	691.250	52.912	-69.769
	2	0.0042678	0.0020002	0.0003304	569.050	52.912	-69.769
	3	0.0042678	0.0015707	0.0003304	446.849	52.912	-69.769
	4	0.0042678	0.0011411	0.0003304	324.648	52.912	-69.769
	5	0.0042678	0.0007116	0.0003304	202.447	52.912	-69.769
	6	0.0042678	0.0002821	0.0003304	80.246	52.912	-69.769

[5] 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	3.250	0	453.681	9.245	-16.707	9
	2	1.950	0	449.187	9.245	-16.707	9
	3	0.650	0	444.694	9.245	-16.707	9
	4	-0.650	0	440.200	9.245	-16.707	9
	5	-1.950	0	435.706	9.245	-16.707	9
	6	-3.250	0	431.213	9.245	-16.707	9
	계			23892.126	499.210	17.903	54
COMBO 2	1	3.250	0	404.111	11.441	-20.547	9
	2	1.950	0	396.766	11.441	-20.547	9
	3	0.650	0	389.421	11.441	-20.547	9
	4	-0.650	0	382.076	11.441	-20.547	9
	5	-1.950	0	374.731	11.441	-20.547	9
	6	-3.250	0	367.385	11.441	-20.547	9
	계			20830.402	617.834	394.367	54
COMBO 3	1	3.250	0	404.111	11.441	-20.547	9
	2	1.950	0	396.766	11.441	-20.547	9
	3	0.650	0	389.421	11.441	-20.547	9
	4	-0.650	0	382.076	11.441	-20.547	9
	5	-1.950	0	374.731	11.441	-20.547	9
	6	-3.250	0	367.385	11.441	-20.547	9
	계			20830.402	617.834	394.367	54
COMBO 4	1	3.250	0	691.250	52.912	-69.769	9
	2	1.950	0	569.050	52.912	-69.769	9
	3	0.650	0	446.849	52.912	-69.769	9
	4	-0.650	0	324.648	52.912	-69.769	9
	5	-1.950	0	202.447	52.912	-69.769	9
	6	-3.250	0	80.246	52.912	-69.769	9
	계			20830.402	2857.229	21253.109	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	627.491	0.022	-0.035	9
	2	1.950	0	627.422	0.022	-0.035	9
	3	0.650	0	627.352	0.022	-0.035	9
	4	-0.650	0	627.283	0.022	-0.035	9
	5	-1.950	0	627.213	0.022	-0.035	9
	6	-3.250	0	627.144	0.022	-0.035	9
	계			33875.153	1.179	12.319	54
COMBO 2	1	3.250	0	484.933	13.730	-24.657	9
	2	1.950	0	476.119	13.730	-24.657	9
	3	0.650	0	467.305	13.730	-24.657	9
	4	-0.650	0	458.491	13.730	-24.657	9
	5	-1.950	0	449.677	13.730	-24.657	9
	6	-3.250	0	440.862	13.730	-24.657	9
	계			24996.482	741.401	473.239	54
COMBO 3	1	3.250	0	369.183	13.733	-24.664	9
	2	1.950	0	360.379	13.733	-24.664	9
	3	0.650	0	351.575	13.733	-24.664	9
	4	-0.650	0	342.771	13.733	-24.664	9
	5	-1.950	0	333.967	13.733	-24.664	9
	6	-3.250	0	325.163	13.733	-24.664	9
	계			18747.362	741.585	470.787	54
COMBO 4	1	3.250	0	691.250	52.912	-69.769	9
	2	1.950	0	569.050	52.912	-69.769	9
	3	0.650	0	446.849	52.912	-69.769	9
	4	-0.650	0	324.648	52.912	-69.769	9
	5	-1.950	0	202.447	52.912	-69.769	9
	6	-3.250	0	80.246	52.912	-69.769	9
	계			20830.402	2857.229	21253.109	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB24

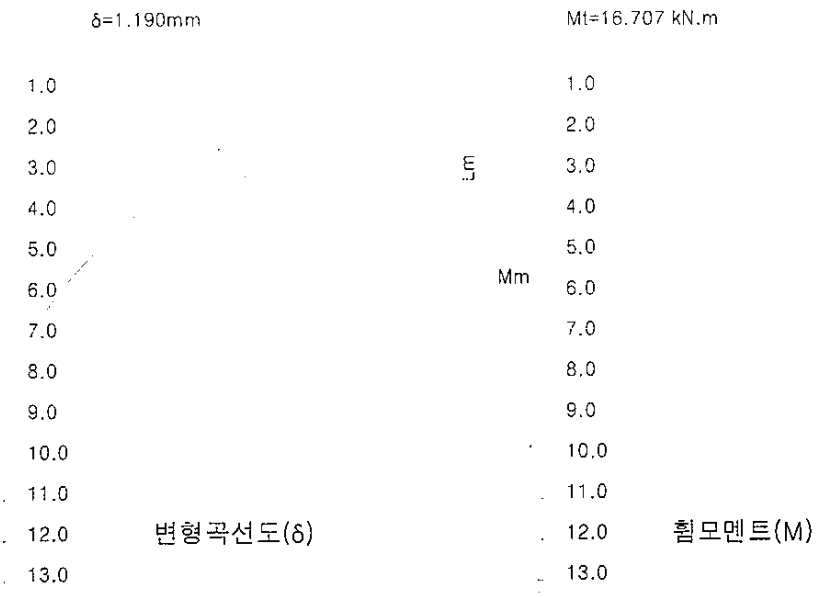
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.610 kN.m, 5.718 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.190 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.190 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.707	-9.245	1.190	
0.893	9.457	-7.009	1.122	
1.787	4.120	-4.986	0.977	
2.680	0.454	-3.280	0.797	
3.573	-1.846	-1.927	0.613	
4.467	-3.092	-0.916	0.443	
5.360	-3.574	-0.209	0.298	
6.253	-3.541	0.245	0.181	
7.147	-3.194	0.503	0.092	
8.040	-2.686	0.615	0.029	
8.933	-2.125	0.627	-0.013	
9.827	-1.584	0.577	-0.037	
10.720	-1.105	0.493	-0.049	
11.613	-0.708	0.395	-0.051	
12.507	-0.398	0.299	-0.048	
13.400	-0.170	0.212	-0.042	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 2 : SV826

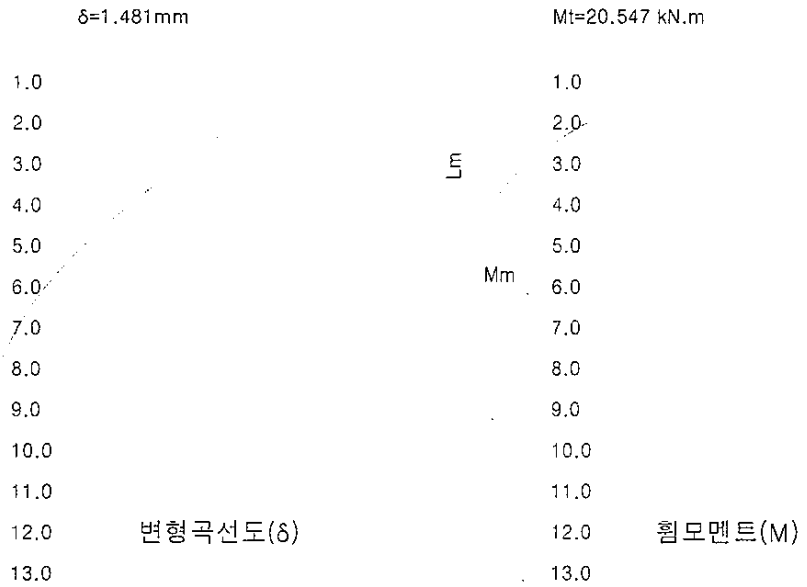
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.496 kN.m, 5.695 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.481 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.481 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	20.547	-11.441	1.481	
0.893	11.581	-8.661	1.394	
1.787	4.991	-6.150	1.211	
2.680	0.473	-4.037	0.987	
3.573	-2.353	-2.363	0.758	
4.467	-3.876	-1.114	0.547	
5.360	-4.457	-0.243	0.367	
6.253	-4.403	0.316	0.222	
7.147	-3.964	0.632	0.112	
8.040	-3.328	0.767	0.034	
8.933	-2.629	0.780	-0.017	
9.827	-1.957	0.716	-0.047	
10.720	-1.362	0.611	-0.061	
11.613	-0.870	0.489	-0.064	
12.507	-0.487	0.370	-0.060	
13.400	-0.206	0.262	-0.052	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SVB26

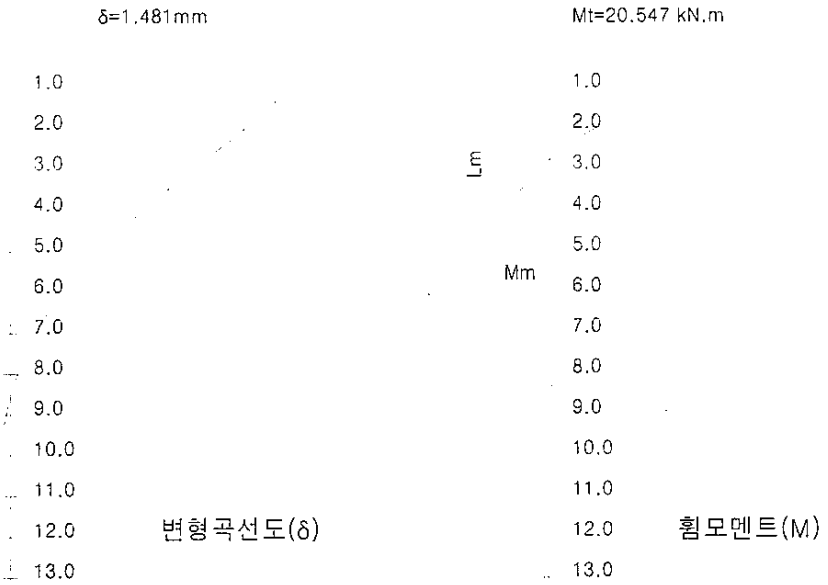
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.496 kN.m, 5.695 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.481 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.481 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	20.547	-11.441	1.481	
0.893	11.581	-8.661	1.394	
1.787	4.991	-6.150	1.211	
2.680	0.473	-4.037	0.987	
3.573	-2.353	-2.363	0.758	
4.467	-3.876	-1.114	0.547	
5.360	-4.457	-0.243	0.367	
6.253	-4.403	0.316	0.222	
7.147	-3.964	0.632	0.112	
8.040	-3.328	0.767	0.034	
8.933	-2.629	0.780	-0.017	
9.827	-1.957	0.716	-0.047	
10.720	-1.362	0.611	-0.061	
11.613	-0.870	0.489	-0.064	
12.507	-0.487	0.370	-0.060	
13.400	-0.206	0.262	-0.052	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

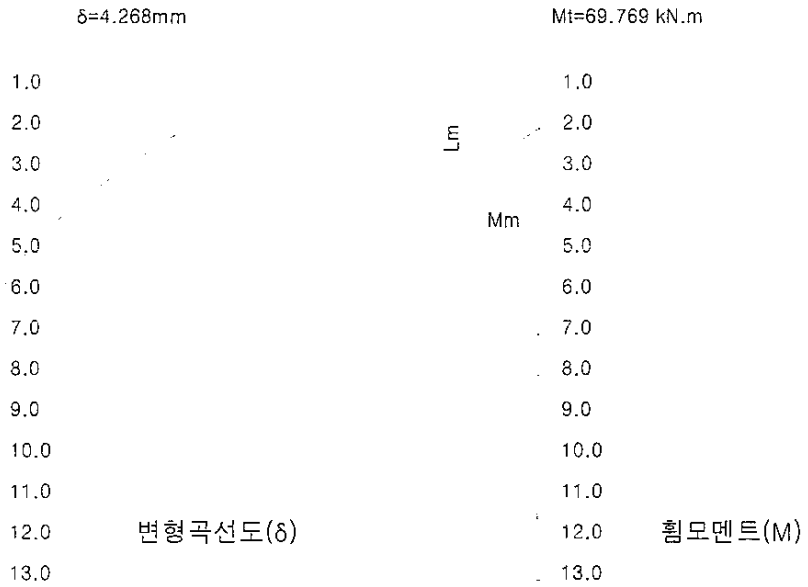
ㄱ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.286 kN.m, 4.377 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.268 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.268 mm

ㄴ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	69.769	-52.912	4.268	
0.893	30.108	-36.242	3.750	
1.787	4.189	-22.318	2.980	
2.680	-10.760	-11.709	2.169	
3.573	-17.689	-4.306	1.440	
4.467	-19.269	0.363	0.849	
5.360	-17.672	2.912	0.412	
6.253	-14.514	3.955	0.116	
7.147	-10.893	4.027	-0.064	
8.040	-7.481	3.550	-0.155	
8.933	-4.623	2.828	-0.186	
9.827	-2.440	2.064	-0.180	
10.720	-0.912	1.374	-0.153	
11.613	0.054	0.813	-0.118	
12.507	0.584	0.398	-0.084	
13.400	0.804	0.115	-0.054	

㉯ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB02

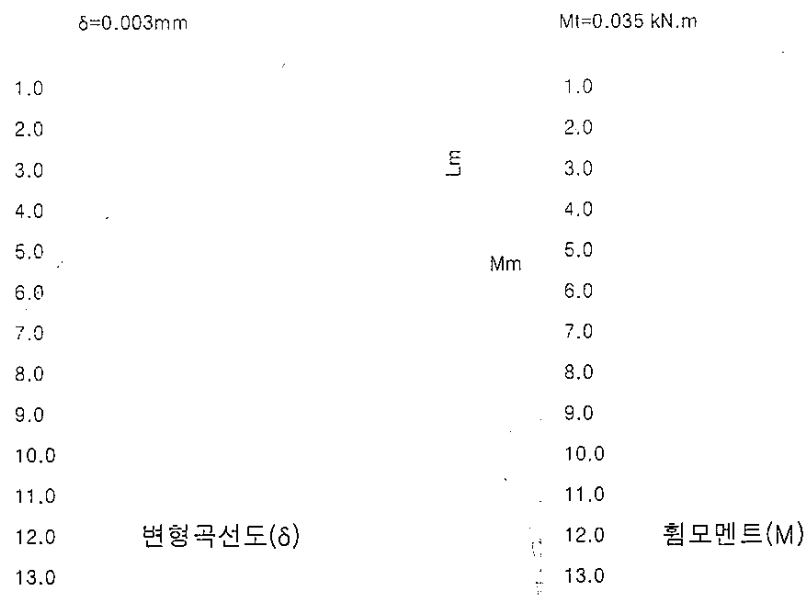
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.010 kN.m, 5.329 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.003 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.003 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.035	-0.022	0.003	
0.893	0.018	-0.016	0.003	
1.787	0.006	-0.011	0.002	
2.680	-0.002	-0.007	0.002	
3.573	-0.007	-0.004	0.001	
4.467	-0.009	-0.002	0.001	
5.360	-0.010	0.000	0.001	
6.253	-0.009	0.001	0.000	
7.147	-0.008	0.001	0.000	
8.040	-0.006	0.002	0.000	
8.933	-0.005	0.002	0.000	
9.827	-0.004	0.001	0.000	
10.720	-0.002	0.001	0.000	
11.613	-0.001	0.001	0.000	
12.507	-0.001	0.001	0.000	
13.400	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 2 : ULB26

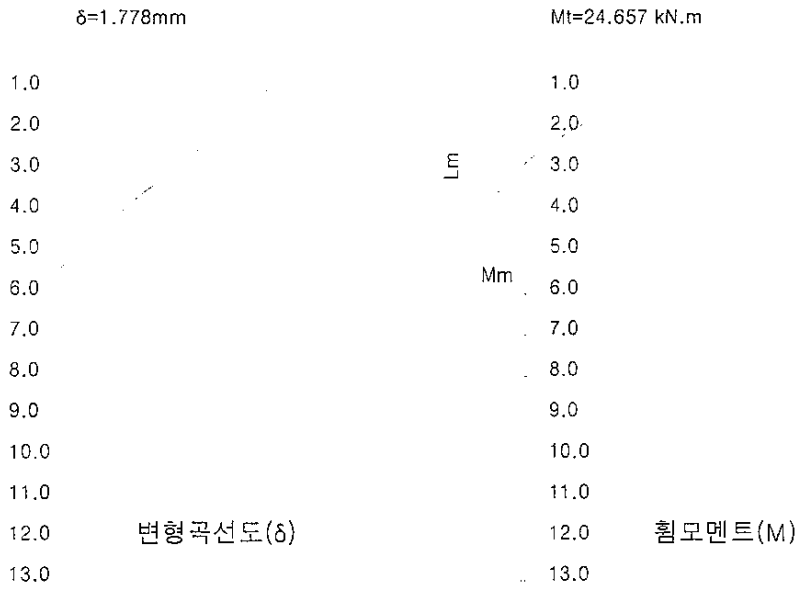
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.395 kN.m. 5.695 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.778 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.778 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.657	-13.730	1.778	
0.893	13.897	-10.393	1.673	
1.787	5.989	-7.380	1.454	
2.680	0.567	-4.844	1.185	
3.573	-2.824	-2.836	0.910	
4.467	-4.651	-1.337	0.657	
5.360	-5.348	-0.291	0.440	
6.253	-5.284	0.380	0.266	
7.147	-4.757	0.758	0.135	
8.040	-3.993	0.921	0.041	
8.933	-3.155	0.936	-0.020	
9.827	-2.348	0.859	-0.056	
10.720	-1.634	0.733	-0.073	
11.613	-1.044	0.587	-0.077	
12.507	-0.584	0.444	-0.072	
13.400	-0.247	0.314	-0.062	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

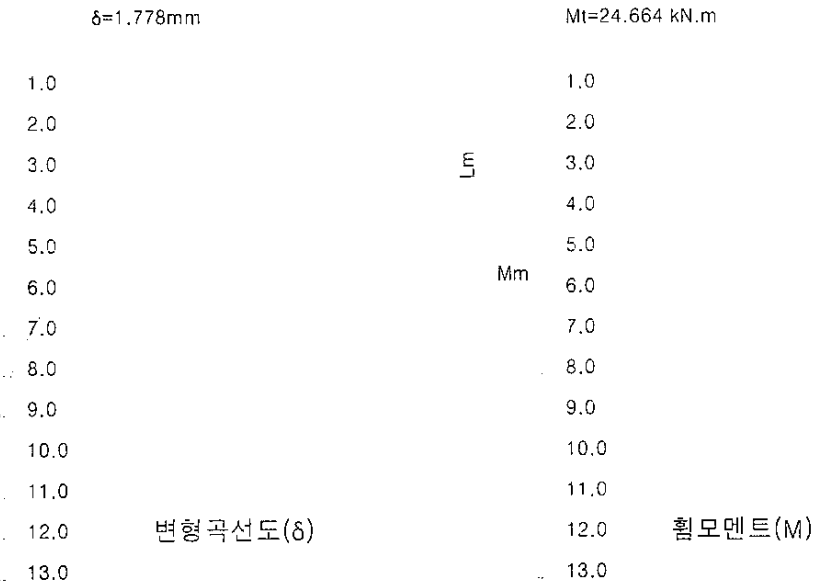
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.397 kN.m, 5.695 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.778 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.778 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	24.664	-13.733	1.778	
0.893	13.901	-10.396	1.673	
1.787	5.991	-7.382	1.454	
2.680	0.568	-4.846	1.185	
3.573	-2.824	-2.837	0.910	
4.467	-4.652	-1.338	0.657	
5.360	-5.349	-0.291	0.440	
6.253	-5.285	0.380	0.266	
7.147	-4.758	0.758	0.135	
8.040	-3.994	0.921	0.041	
8.933	-3.156	0.937	-0.020	
9.827	-2.348	0.860	-0.056	
10.720	-1.635	0.733	-0.073	
11.613	-1.044	0.587	-0.077	
12.507	-0.584	0.444	-0.072	
13.400	-0.247	0.314	-0.062	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



라. COMBO 4 : ULB22

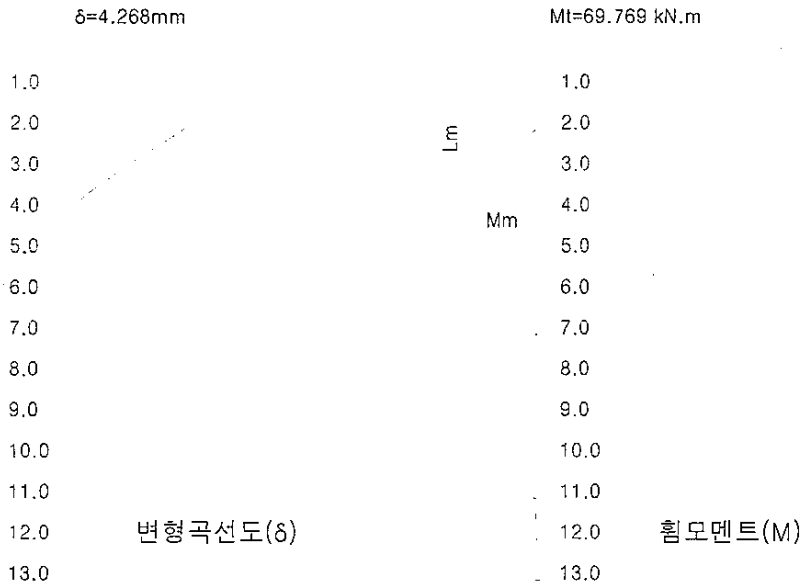
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -19.286 kN.m, 4.377 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.268 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.268 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	69.769	-52.912	4.268	
0.893	30.108	-36.242	3.750	
1.787	4.189	-22.318	2.980	
2.680	-10.760	-11.709	2.169	
3.573	-17.689	-4.306	1.440	
4.467	-19.269	0.363	0.849	
5.360	-17.672	2.912	0.412	
6.253	-14.514	3.955	0.116	
7.147	-10.893	4.027	-0.064	
8.040	-7.481	3.550	-0.155	
8.933	-4.623	2.828	-0.186	
9.827	-2.440	2.064	-0.180	
10.720	-0.912	1.374	-0.153	
11.613	0.054	0.813	-0.118	
12.507	0.584	0.398	-0.084	
13.400	0.804	0.115	-0.054	

ㄷ. 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	3959.437	7026.866	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	213809.6	379450.8
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15362822.7	15362822.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	75725913.5	75725913.5
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	0.0023348	0.0015552	0.0000002	COMBO 1	0.0000055	0.0022050	0.0000002
COMBO 2	0.0028896	0.0013559	0.0000052	COMBO 2	0.0034676	0.0016271	0.0000062
COMBO 3	0.0028896	0.0013559	0.0000052	COMBO 3	0.0034684	0.0012203	0.0000062
COMBO 4	0.0075299	0.0013559	0.0002807	COMBO 4	0.0075299	0.0013559	0.0002807

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.530 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	0.0023348	0.0015560	0.0000002	442.665	9.245	0.000
	2	0.0023348	0.0015557	0.0000002	442.578	9.245	0.000
	3	0.0023348	0.0015553	0.0000002	442.490	9.245	0.000
	4	0.0023348	0.0015550	0.0000002	442.403	9.245	0.000
	5	0.0023348	0.0015547	0.0000002	442.316	9.245	0.000
	6	0.0023348	0.0015544	0.0000002	442.228	9.245	0.000
COMBO 2	1	0.0028896	0.0013728	0.0000052	390.563	11.441	0.000
	2	0.0028896	0.0013661	0.0000052	388.637	11.441	0.000
	3	0.0028896	0.0013593	0.0000052	386.711	11.441	0.000
	4	0.0028896	0.0013525	0.0000052	384.785	11.441	0.000
	5	0.0028896	0.0013457	0.0000052	382.859	11.441	0.000
	6	0.0028896	0.0013390	0.0000052	380.933	11.441	0.000
COMBO 3	1	0.0028896	0.0013728	0.0000052	390.563	11.441	0.000
	2	0.0028896	0.0013661	0.0000052	388.637	11.441	0.000
	3	0.0028896	0.0013593	0.0000052	386.711	11.441	0.000
	4	0.0028896	0.0013525	0.0000052	384.785	11.441	0.000
	5	0.0028896	0.0013457	0.0000052	382.859	11.441	0.000
	6	0.0028896	0.0013390	0.0000052	380.933	11.441	0.000
COMBO 4	1	0.0075299	0.0022680	0.0002807	645.249	52.912	0.000
	2	0.0075299	0.0019032	0.0002807	541.449	52.912	0.000
	3	0.0075299	0.0015383	0.0002807	437.648	52.912	0.000
	4	0.0075299	0.0011735	0.0002807	333.848	52.912	0.000
	5	0.0075299	0.0008086	0.0002807	230.048	52.912	0.000
	6	0.0075299	0.0004438	0.0002807	126.247	52.912	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000055	0.0022055	0.0000002	627.468	0.022	0.000
	2	0.0000055	0.0022053	0.0000002	627.408	0.022	0.000
	3	0.0000055	0.0022051	0.0000002	627.348	0.022	0.000
	4	0.0000055	0.0022049	0.0000002	627.288	0.022	0.000
	5	0.0000055	0.0022047	0.0000002	627.227	0.022	0.000
	6	0.0000055	0.0022045	0.0000002	627.167	0.022	0.000
COMBO 2	1	0.0034676	0.0016474	0.0000062	468.676	13.730	0.000
	2	0.0034676	0.0016393	0.0000062	466.365	13.730	0.000
	3	0.0034676	0.0016311	0.0000062	464.053	13.730	0.000
	4	0.0034676	0.0016230	0.0000062	461.742	13.730	0.000
	5	0.0034676	0.0016149	0.0000062	459.431	13.730	0.000
	6	0.0034676	0.0016068	0.0000062	457.120	13.730	0.000
COMBO 3	1	0.0034684	0.0012405	0.0000062	352.922	13.733	0.000
	2	0.0034684	0.0012324	0.0000062	350.622	13.733	0.000
	3	0.0034684	0.0012243	0.0000062	348.323	13.733	0.000
	4	0.0034684	0.0012163	0.0000062	346.024	13.733	0.000
	5	0.0034684	0.0012082	0.0000062	343.724	13.733	0.000
	6	0.0034684	0.0012001	0.0000062	341.425	13.733	0.000
COMBO 4	1	0.0075299	0.0022680	0.0002807	645.249	52.912	0.000
	2	0.0075299	0.0019032	0.0002807	541.449	52.912	0.000
	3	0.0075299	0.0015383	0.0002807	437.648	52.912	0.000
	4	0.0075299	0.0011735	0.0002807	333.848	52.912	0.000
	5	0.0075299	0.0008086	0.0002807	230.048	52.912	0.000
	6	0.0075299	0.0004438	0.0002807	126.247	52.912	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	3.250	0	442.665	9.245	0.000	9
	2	1.950	0	442.578	9.245	0.000	9
	3	0.650	0	442.490	9.245	0.000	9
	4	-0.650	0	442.403	9.245	0.000	9
	5	-1.950	0	442.316	9.245	0.000	9
	6	-3.250	0	442.228	9.245	0.000	9
	계			23892.126	499.210	0.000	54
COMBO 2	1	3.250	0	390.563	11.441	0.000	9
	2	1.950	0	388.637	11.441	0.000	9
	3	0.650	0	386.711	11.441	0.000	9
	4	-0.650	0	384.785	11.441	0.000	9
	5	-1.950	0	382.859	11.441	0.000	9
	6	-3.250	0	380.933	11.441	0.000	9
	계			20830.402	617.834	0.000	54
COMBO 3	1	3.250	0	390.563	11.441	0.000	9
	2	1.950	0	388.637	11.441	0.000	9
	3	0.650	0	386.711	11.441	0.000	9
	4	-0.650	0	384.785	11.441	0.000	9
	5	-1.950	0	382.859	11.441	0.000	9
	6	-3.250	0	380.933	11.441	0.000	9
	계			20830.402	617.834	0.000	54
COMBO 4	1	3.250	0	645.249	52.912	0.000	9
	2	1.950	0	541.449	52.912	0.000	9
	3	0.650	0	437.648	52.912	0.000	9
	4	-0.650	0	333.848	52.912	0.000	9
	5	-1.950	0	230.048	52.912	0.000	9
	6	-3.250	0	126.247	52.912	0.000	9
	계			20830.402	2857.229	0.000	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	627.468	0.022	0.000	9
	2	1.950	0	627.408	0.022	0.000	9
	3	0.650	0	627.348	0.022	0.000	9
	4	-0.650	0	627.288	0.022	0.000	9
	5	-1.950	0	627.227	0.022	0.000	9
	6	-3.250	0	627.167	0.022	0.000	9
	계			33875.153	1.179	0.000	54
COMBO 2	1	3.250	0	468.676	13.730	0.000	9
	2	1.950	0	466.365	13.730	0.000	9
	3	0.650	0	464.053	13.730	0.000	9
	4	-0.650	0	461.742	13.730	0.000	9
	5	-1.950	0	459.431	13.730	0.000	9
	6	-3.250	0	457.120	13.730	0.000	9
	계			24996.482	741.401	0.000	54
COMBO 3	1	3.250	0	352.922	13.733	0.000	9
	2	1.950	0	350.622	13.733	0.000	9
	3	0.650	0	348.323	13.733	0.000	9
	4	-0.650	0	346.024	13.733	0.000	9
	5	-1.950	0	343.724	13.733	0.000	9
	6	-3.250	0	341.425	13.733	0.000	9
	계			18747.362	741.585	0.000	54
COMBO 4	1	3.250	0	645.249	52.912	0.000	9
	2	1.950	0	541.449	52.912	0.000	9
	3	0.650	0	437.648	52.912	0.000	9
	4	-0.650	0	333.848	52.912	0.000	9
	5	-1.950	0	230.048	52.912	0.000	9
	6	-3.250	0	126.247	52.912	0.000	9
	계			20830.402	2857.229	0.000	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

가 COMBO 1 : SVB24

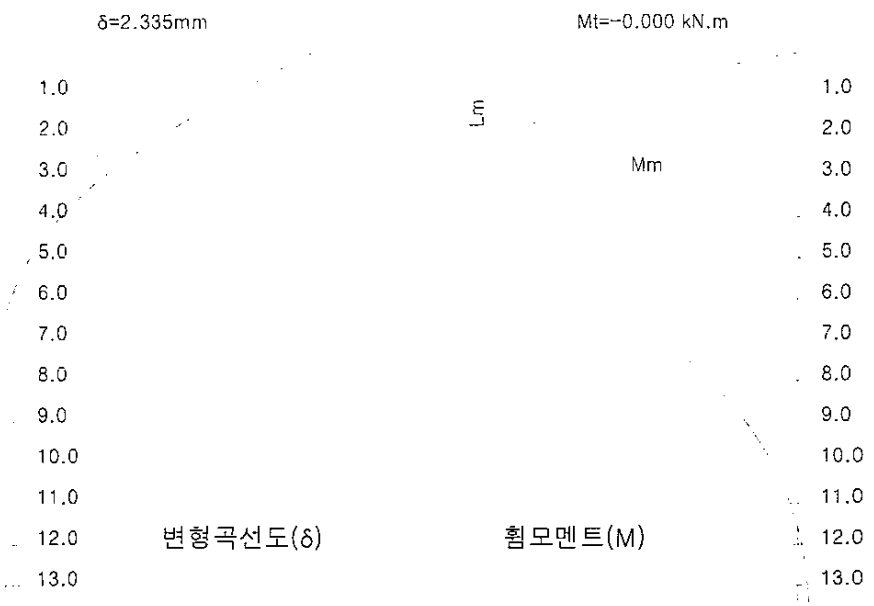
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -10.983 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.335 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.335 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.245	2.335	
0.893	-6.417	-5.301	1.779	
1.787	-9.777	-2.383	1.272	
2.680	-10.945	-0.367	0.843	
3.573	-10.654	0.908	0.501	
4.467	-9.492	1.610	0.244	
5.360	-7.901	1.894	0.063	
6.253	-6.193	1.894	-0.054	
7.147	-4.570	1.719	-0.121	
8.040	-3.149	1.453	-0.151	
8.933	-1.983	1.155	-0.156	
9.827	-1.083	0.865	-0.144	
10.720	-0.428	0.607	-0.124	
11.613	0.014	0.392	-0.100	
12.507	0.286	0.223	-0.076	
13.400	0.426	0.099	-0.054	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



나. COMBO 2 : SVB26

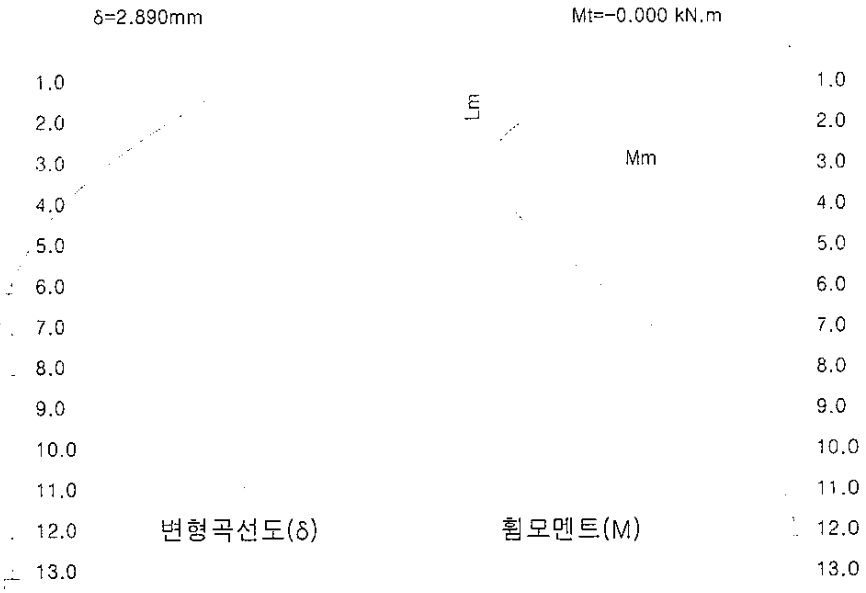
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.593 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.890 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.890 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.441	2.890	
0.893	-7.942	-6.561	2.201	
1.787	-12.101	-2.950	1.574	
2.680	-13.545	-0.454	1.043	
3.573	-13.185	1.124	0.620	
4.467	-11.748	1.993	0.302	
5.360	-9.779	2.344	0.078	
6.253	-7.664	2.344	-0.067	
7.147	-5.656	2.127	-0.150	
8.040	-3.897	1.798	-0.187	
8.933	-2.454	1.429	-0.193	
9.827	-1.340	1.071	-0.179	
10.720	-0.530	0.751	-0.153	
11.613	0.018	0.485	-0.124	
12.507	0.353	0.276	-0.094	
13.400	0.527	0.122	-0.067	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SVB26

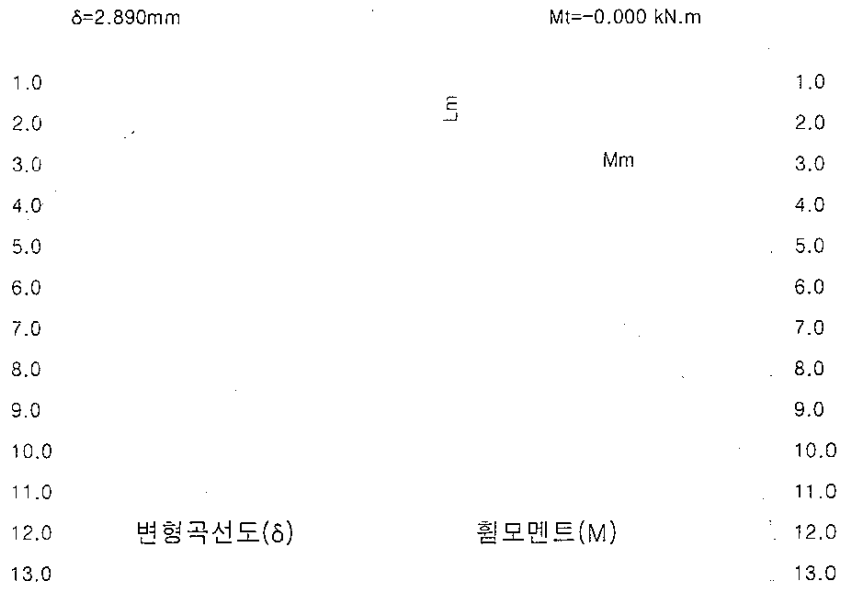
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.593 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.890 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.890 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.441	2.890	
0.893	-7.942	-6.561	2.201	
1.787	-12.101	-2.950	1.574	
2.680	-13.545	-0.454	1.043	
3.573	-13.185	1.124	0.620	
4.467	-11.748	1.993	0.302	
5.360	-9.779	2.344	0.078	
6.253	-7.664	2.344	-0.067	
7.147	-5.656	2.127	-0.150	
8.040	-3.897	1.798	-0.187	
8.933	-2.454	1.429	-0.193	
9.827	-1.340	1.071	-0.179	
10.720	-0.530	0.751	-0.153	
11.613	0.018	0.485	-0.124	
12.507	0.353	0.276	-0.094	
13.400	0.527	0.122	-0.067	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

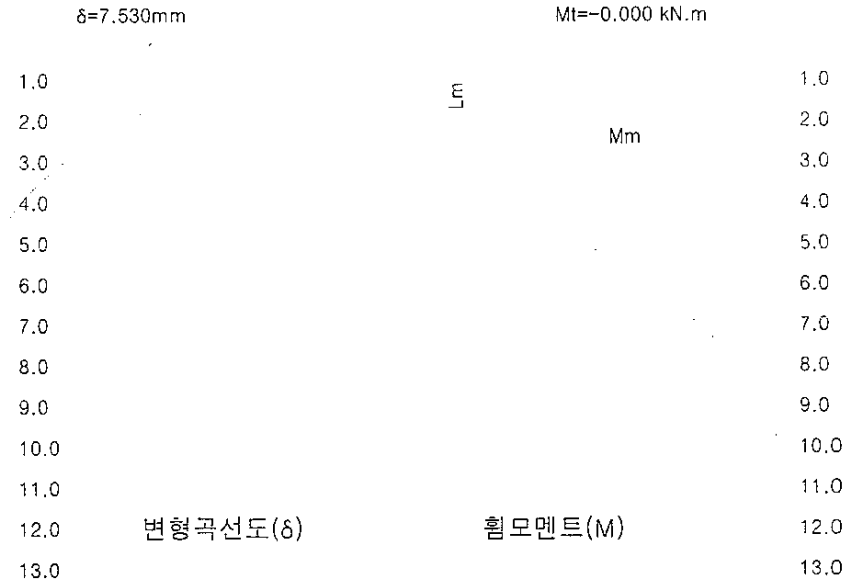
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -51.921 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.530 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.530 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-52.912	7.530	
0.893	-34.741	-26.352	5.375	
1.787	-49.594	-8.200	3.486	
2.680	-51.480	2.946	1.988	
3.573	-45.916	8.765	0.900	
4.467	-36.923	10.874	0.179	
5.360	-27.180	10.649	-0.245	
6.253	-18.271	9.157	-0.449	
7.147	-10.970	7.150	-0.505	
8.040	-5.502	5.116	-0.471	
8.933	-1.755	3.328	-0.392	
9.827	0.554	1.906	-0.297	
10.720	1.766	0.871	-0.207	
11.613	2.214	0.183	-0.130	
12.507	2.178	-0.222	-0.070	
13.400	1.878	-0.420	-0.028	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB02

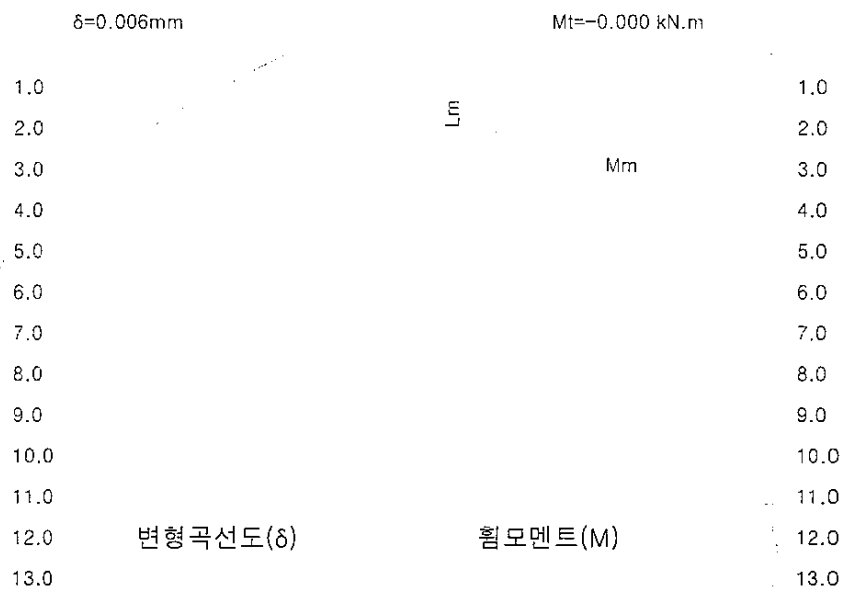
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.026 kN.m, 2 894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.006 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.006 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.022	0.006	
0.893	-0.015	-0.013	0.004	
1.787	-0.023	-0.006	0.003	
2.680	-0.026	-0.001	0.002	
3.573	-0.025	0.002	0.001	
4.467	-0.022	0.004	0.001	
5.360	-0.019	0.004	0.000	
6.253	-0.015	0.004	0.000	
7.147	-0.011	0.004	0.000	
8.040	-0.007	0.003	0.000	
8.933	-0.005	0.003	0.000	
9.827	-0.003	0.002	0.000	
10.720	-0.001	0.001	0.000	
11.613	0.000	0.001	0.000	
12.507	0.001	0.001	0.000	
13.400	0.001	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : ULB26

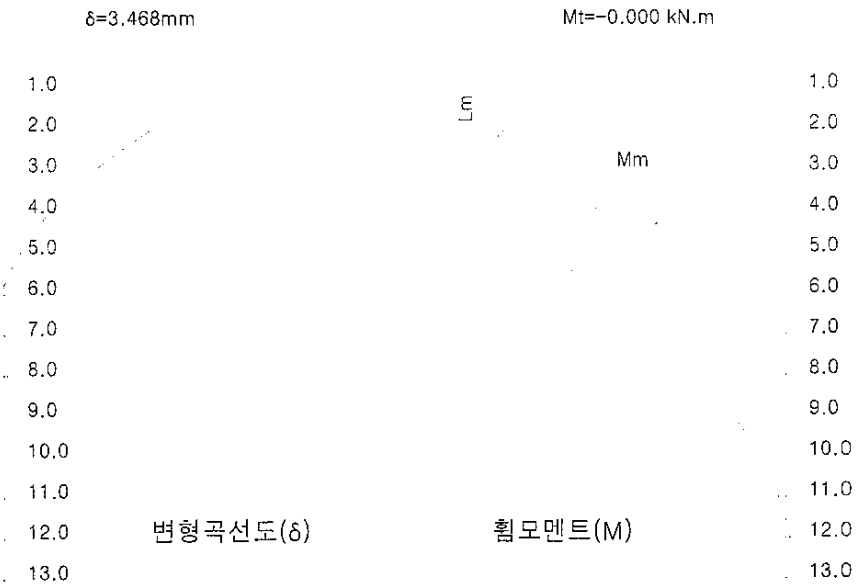
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.312 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.468 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.468 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.730	3.468	
0.893	-9.531	-7.873	2.642	
1.787	-14.521	-3.540	1.889	
2.680	-16.254	-0.545	1.252	
3.573	-15.822	1.349	0.744	
4.467	-14.097	2.391	0.362	
5.360	-11.735	2.812	0.094	
6.253	-9.197	2.812	-0.080	
7.147	-6.787	2.553	-0.180	
8.040	-4.676	2.158	-0.224	
8.933	-2.945	1.715	-0.231	
9.827	-1.608	1.285	-0.214	
10.720	-0.636	0.901	-0.184	
11.613	0.021	0.582	-0.148	
12.507	0.424	0.331	-0.113	
13.400	0.633	0.147	-0.080	

㉰ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : UEB26

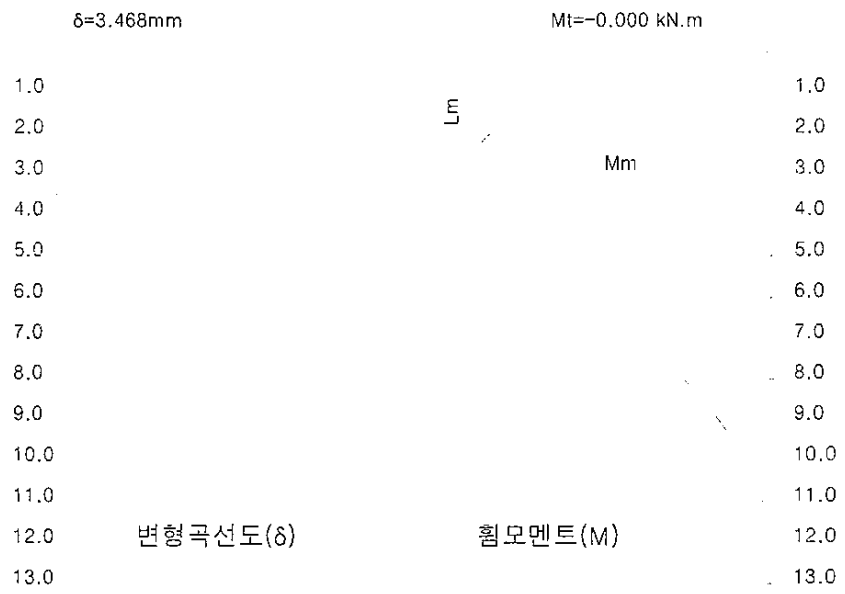
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -16.316 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.468 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.468 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.733	3.468	
0.893	-9.533	-7.875	2.642	
1.787	-14.524	-3.541	1.890	
2.680	-16.258	-0.545	1.252	
3.573	-15.826	1.350	0.744	
4.467	-14.101	2.392	0.362	
5.360	-11.738	2.813	0.094	
6.253	-9.200	2.813	-0.080	
7.147	-6.788	2.554	-0.180	
8.040	-4.677	2.158	-0.225	
8.933	-2.946	1.716	-0.231	
9.827	-1.608	1.285	-0.214	
10.720	-0.636	0.901	-0.184	
11.613	0.021	0.582	-0.148	
12.507	0.424	0.331	-0.113	
13.400	0.633	0.147	-0.080	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



라 COMBO 4 : ULB22

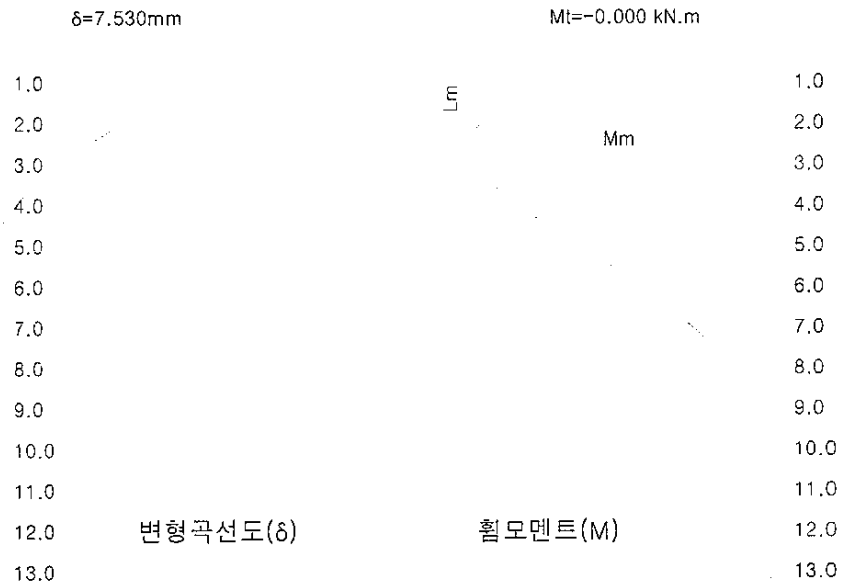
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -51.921 kN.m. 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.530 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.530 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-52.912	7.530	
0.893	-34.741	-26.352	5.375	
1.787	-49.594	-8.200	3.486	
2.680	-51.480	2.946	1.988	
3.573	-45.916	8.765	0.900	
4.467	-36.923	10.874	0.179	
5.360	-27.180	10.649	-0.245	
6.253	-18.271	9.157	-0.449	
7.147	-10.970	7.150	-0.505	
8.040	-5.502	5.116	-0.471	
8.933	-1.755	3.328	-0.392	
9.827	0.554	1.906	-0.297	
10.720	1.766	0.871	-0.207	
11.613	2.214	0.183	-0.130	
12.507	2.178	-0.222	-0.070	
13.400	1.878	-0.420	-0.028	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 877.000 kN (평상시) : 「별첨자료」 참조

Ra2 = 1315.500 kN (지진시) : 「별첨자료」 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.8896 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.5299 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 459.600 kN (평상시) : 「별첨자료」 참조

Pa2 = 689.400 kN (지진시) : 「별첨자료」 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	453.681	431.213	877.000	459.600	O.K
	HINGE	442.665	442.228	877.000	459.600	O.K
COMBO 2	FIX	404.111	367.385	877.000	459.600	O.K
	HINGE	390.563	380.933	877.000	459.600	O.K
COMBO 3	FIX	404.111	367.385	877.000	459.600	O.K
	HINGE	390.563	380.933	877.000	459.600	O.K
COMBO 4	FIX	691.250	80.246	1315.500	689.400	O.K
	HINGE	645.249	126.247	1315.500	689.400	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 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.500 = 26.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지 이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초, 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 Mmax가 발생하는 경우

f = fce1 ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

* 두부에 Mmax가 발생하는 경우

f = fce2 ± M/Ze + V/Ae

= 8.380 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	453.681	16.707	9.972	28.00	6.599	0.00	O.K
	HINGE	442.665	10.983	9.293	28.00	7.075	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	404.111	20.547	9.903	28.00	5.754	0.00	O.K
	HINGE	390.563	13.593	9.076	28.00	6.331	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	404.111	20.547	9.903	28.00	5.754	0.00	O.K
	HINGE	390.563	13.593	9.076	28.00	6.331	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	691.250	69.769	17.518	42.00	3.432	-5.00	O.K
	HINGE	645.249	51.921	15.292	42.00	4.810	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

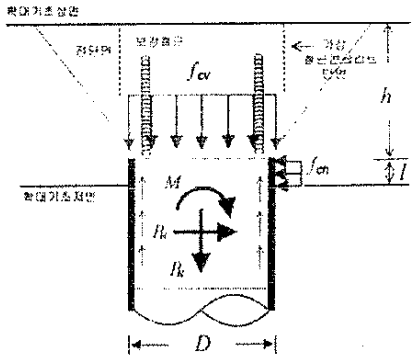
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (500.0^2 + 500.0 \times 340.0 + 340.0^2) / (3 \times (500.0^2 + 340.0^2))$

= 1.953 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	9.245	0.166	0.850	O.K
	HINGE	9.245	0.166	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	11.441	0.206	0.850	O.K
	HINGE	11.441	0.206	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	11.441	0.206	0.850	O.K
	HINGE	11.441	0.206	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	52.912	0.953	1.250	O.K
	HINGE	52.912	0.953	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 = 453680.9 / (π/4 x 500 ²)
= 2.311 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 691250.5 / (π/4 x 500 ²)
= 3.521 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 = 453680.9 / {π x (500 + 2000) x 2000 }
= 0.029 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 691250.5 / {π x (500 + 2000) x 2000 }
= 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 mm

* 수평지압응력(fch) 검토 (상시)
fch = 11441.377 / (500 x 100)
= 0.229 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 52911.643 / (500 x 100)
= 1.058 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)

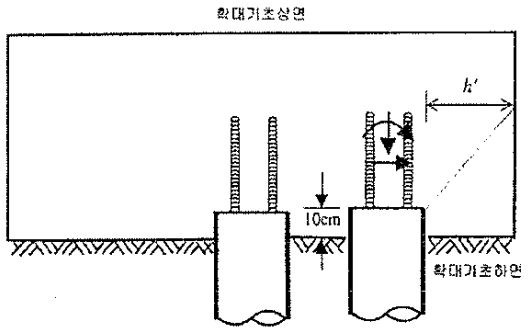
τh = 11441.377 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.019 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 52911.643 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.088 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 알뚝머리부분의 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 = 627491.264 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 : 유효길이 (말뚝위치의 단면두께 - 저판에서의 철근덮개)

bp : π × (말뚝직경 + d)

* PUNCHING 전단강도

ϕVn = 0.800 x (⅓ x √27.0 x 7696.9 x 1950)

= 20797023.510 N ≥ PNmax = 627491.264 N ∴ O.K

18. PILE 교축방향 검토

1) 설계조건

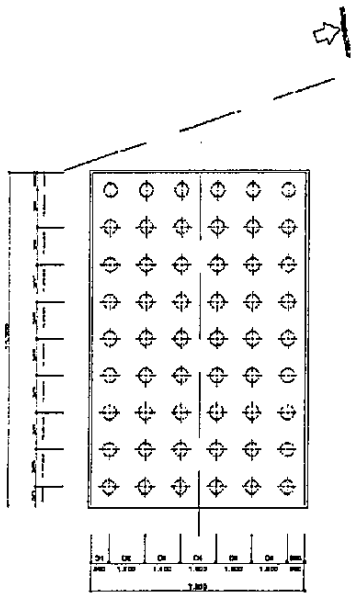
① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	종별	길이(m)
내부굴착PC.PHC말뚝	500	80	A	13.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

콘크리트 설계기준강도 fck = 80.0 MPa
콘크리트 탄성계수 Ep = 40000.0 MPa
유효프리스트레스(본체) fce1 = 4.10 MPa
유효프리스트레스(두부) fce2 = 8.38 MPa
콘크리트 환산단면적 Ae = 0.1085 m^2
환산 단면2차모멘트 Ie = 0.00248 m^4
환산 단면계수 Ze = 0.00991 m^3
말뚝 머리의 평균 N치 N = 4
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	23418.077	500.797	55.472	SVB25
	COMBO 2	19934.818	596.595	322.770	SVB26
	COMBO 3	19934.818	596.595	322.770	SVB26
	COMBO 4	19934.818	2619.751	20126.420	SVB22
계수하중	COMBO 1	33191.345	1.193	38.503	ULB03
	COMBO 2	17941.336	715.731	393.694	UEB26
	COMBO 3	17941.336	715.731	393.694	UEB26
	COMBO 4	19934.818	2619.751	20126.420	ULB22

3) 말뚝의 특성치 계산

① 말뚝의 축방향 스프링정수

Ap = Ae = 0.1085 m² : 말뚝의 환산단면적

a = 0.013 x (L/D) + 0.53 = 0.878

Kv = a x Ap x Ep / L = 284496.716 kN/m : 말뚝의 축방향 스프링정수

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수

: 1/β 가정된 값이 계산된 값과 일치할 때까지 반복 계산

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \qquad k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \qquad k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α = 1 (평상시), 2 (지진시)

Eo = 1000 x N = 1000 x 4 = 4000 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	3.056	9089.75
3.056	3.621	4610.48
3.621	3.679	4326.22
3.679	3.684	4300.49
3.684	3.685	4298.08
3.685	3.685	4297.86
3.685	3.685	4297.83

Kh = 4297.83 kN/m³

β = 0.271 m-1

βL = 0.271 x 13.4000 = 3.636 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

나) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 지진시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/m³)
0.500	2.570	18179.51
2.570	2.996	9840.07
2.996	3.039	9289.79
3.039	3.043	9239.81
3.043	3.044	9235.13
3.044	3.044	9234.70
3.044	3.044	9234.66

Kh = 9234.65 kN/m³

β = 0.329 m-1

βL = 0.329 x 13.4000 = 4.403 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	7918.873	14053.732	$4EI\beta^3$	kN/m
K2	14590.740	21387.638	$2EI\beta^2$	kN/rad
K3	14590.740	21387.638	$2EI\beta^2$	kN/rad
K4	53767.672	65097.452	$2EI\beta$	kN.m/rad

나) 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	427619.2	758901.5
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-787900.0	-1154932.5
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15362822.7	15362822.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	78629367.8	79241175.9
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	0.0011945	0.0015243	0.0000127	COMBO 1	0.0000038	0.0021605	0.0000005
COMBO 2	0.0014291	0.0012976	0.0000184	COMBO 2	0.0017146	0.0011678	0.0000222
COMBO 3	0.0014291	0.0012976	0.0000184	COMBO 3	0.0017146	0.0011678	0.0000222
COMBO 4	0.0039256	0.0012976	0.0003112	COMBO 4	0.0039256	0.0012976	0.0003112

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 3.926 ㎜ ≤ 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	0.0011945	0.0015655	0.0000127	445.387	9.274	-16.747
	2	0.0011945	0.0015490	0.0000127	440.700	9.274	-16.747
	3	0.0011945	0.0015326	0.0000127	436.012	9.274	-16.747
	4	0.0011945	0.0015161	0.0000127	431.324	9.274	-16.747
	5	0.0011945	0.0014996	0.0000127	426.637	9.274	-16.747
	6	0.0011945	0.0014831	0.0000127	421.949	9.274	-16.747
COMBO 2	1	0.0014291	0.0013575	0.0000184	386.199	11.048	-19.861
	2	0.0014291	0.0013335	0.0000184	379.385	11.048	-19.861
	3	0.0014291	0.0013096	0.0000184	372.571	11.048	-19.861
	4	0.0014291	0.0012856	0.0000184	365.756	11.048	-19.861
	5	0.0014291	0.0012617	0.0000184	358.942	11.048	-19.861
	6	0.0014291	0.0012377	0.0000184	352.127	11.048	-19.861
COMBO 3	1	0.0014291	0.0013575	0.0000184	386.199	11.048	-19.861
	2	0.0014291	0.0013335	0.0000184	379.385	11.048	-19.861
	3	0.0014291	0.0013096	0.0000184	372.571	11.048	-19.861
	4	0.0014291	0.0012856	0.0000184	365.756	11.048	-19.861
	5	0.0014291	0.0012617	0.0000184	358.942	11.048	-19.861
	6	0.0014291	0.0012377	0.0000184	352.127	11.048	-19.861
COMBO 4	1	0.0039256	0.0023090	0.0003112	656.908	48.514	-63.701
	2	0.0039256	0.0019045	0.0003112	541.810	48.514	-63.701
	3	0.0039256	0.0014999	0.0003112	426.712	48.514	-63.701
	4	0.0039256	0.0010953	0.0003112	311.614	48.514	-63.701
	5	0.0039256	0.0006908	0.0003112	196.516	48.514	-63.701
	6	0.0039256	0.0002862	0.0003112	81.419	48.514	-63.701

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000038	0.0021622	0.0000005	615.142	0.022	-0.027
	2	0.0000038	0.0021615	0.0000005	614.947	0.022	-0.027
	3	0.0000038	0.0021608	0.0000005	614.752	0.022	-0.027
	4	0.0000038	0.0021602	0.0000005	614.557	0.022	-0.027
	5	0.0000038	0.0021595	0.0000005	614.362	0.022	-0.027
	6	0.0000038	0.0021588	0.0000005	614.167	0.022	-0.027
COMBO 2	1	0.0017146	0.0012400	0.0000222	352.763	13.254	-23.825
	2	0.0017146	0.0012111	0.0000222	344.556	13.254	-23.825
	3	0.0017146	0.0011823	0.0000222	336.350	13.254	-23.825
	4	0.0017146	0.0011534	0.0000222	328.144	13.254	-23.825
	5	0.0017146	0.0011246	0.0000222	319.938	13.254	-23.825
	6	0.0017146	0.0010957	0.0000222	311.731	13.254	-23.825
COMBO 3	1	0.0017146	0.0012400	0.0000222	352.763	13.254	-23.825
	2	0.0017146	0.0012111	0.0000222	344.556	13.254	-23.825
	3	0.0017146	0.0011823	0.0000222	336.350	13.254	-23.825
	4	0.0017146	0.0011534	0.0000222	328.144	13.254	-23.825
	5	0.0017146	0.0011246	0.0000222	319.938	13.254	-23.825
	6	0.0017146	0.0010957	0.0000222	311.731	13.254	-23.825
COMBO 4	1	0.0039256	0.0023090	0.0003112	656.908	48.514	-63.701
	2	0.0039256	0.0019045	0.0003112	541.810	48.514	-63.701
	3	0.0039256	0.0014999	0.0003112	426.712	48.514	-63.701
	4	0.0039256	0.0010953	0.0003112	311.614	48.514	-63.701
	5	0.0039256	0.0006908	0.0003112	196.516	48.514	-63.701
	6	0.0039256	0.0002862	0.0003112	81.419	48.514	-63.701

■ 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	3.250	0	445.387	9.274	-16.747	9
	2	1.950	0	440.700	9.274	-16.747	9
	3	0.650	0	436.012	9.274	-16.747	9
	4	-0.650	0	431.324	9.274	-16.747	9
	5	-1.950	0	426.637	9.274	-16.747	9
	6	-3.250	0	421.949	9.274	-16.747	9
	계			23418.077	500.797	55.472	54
COMBO 2	1	3.250	0	386.199	11.048	-19.861	9
	2	1.950	0	379.385	11.048	-19.861	9
	3	0.650	0	372.571	11.048	-19.861	9
	4	-0.650	0	365.756	11.048	-19.861	9
	5	-1.950	0	358.942	11.048	-19.861	9
	6	-3.250	0	352.127	11.048	-19.861	9
	계			19934.818	596.595	322.770	54
COMBO 3	1	3.250	0	386.199	11.048	-19.861	9
	2	1.950	0	379.385	11.048	-19.861	9
	3	0.650	0	372.571	11.048	-19.861	9
	4	0.650	0	365.756	11.048	-19.861	9
	5	-1.950	0	358.942	11.048	-19.861	9
	6	-3.250	0	352.127	11.048	-19.861	9
	계			19934.818	596.595	322.770	54
COMBO 4	1	3.250	0	656.908	48.514	-63.701	9
	2	1.950	0	541.810	48.514	-63.701	9
	3	0.650	0	426.712	48.514	-63.701	9
	4	-0.650	0	311.614	48.514	-63.701	9
	5	-1.950	0	196.516	48.514	-63.701	9
	6	-3.250	0	81.419	48.514	-63.701	9
	계			19934.818	2619.751	20126.420	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	615.142	0.022	-0.027	9
	2	1.950	0	614.947	0.022	-0.027	9
	3	0.650	0	614.752	0.022	-0.027	9
	4	-0.650	0	614.557	0.022	-0.027	9
	5	-1.950	0	614.362	0.022	-0.027	9
	6	-3.250	0	614.167	0.022	-0.027	9
	계			33191.345	1.193	38.503	54
COMBO 2	1	3.250	0	352.763	13.254	-23.825	9
	2	1.950	0	344.556	13.254	-23.825	9
	3	0.650	0	336.350	13.254	-23.825	9
	4	-0.650	0	328.144	13.254	-23.825	9
	5	-1.950	0	319.938	13.254	-23.825	9
	6	-3.250	0	311.731	13.254	-23.825	9
	계			17941.336	715.731	393.694	54
COMBO 3	1	3.250	0	352.763	13.254	-23.825	9
	2	1.950	0	344.556	13.254	-23.825	9
	3	0.650	0	336.350	13.254	-23.825	9
	4	-0.650	0	328.144	13.254	-23.825	9
	5	-1.950	0	319.938	13.254	-23.825	9
	6	-3.250	0	311.731	13.254	-23.825	9
	계			17941.336	715.731	393.694	54
COMBO 4	1	3.250	0	656.908	48.514	-63.701	9
	2	1.950	0	541.810	48.514	-63.701	9
	3	0.650	0	426.712	48.514	-63.701	9
	4	0.650	0	311.614	48.514	-63.701	9
	5	-1.950	0	196.516	48.514	-63.701	9
	6	-3.250	0	81.419	48.514	-63.701	9
	계			19934.818	2619.751	20126.420	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB25

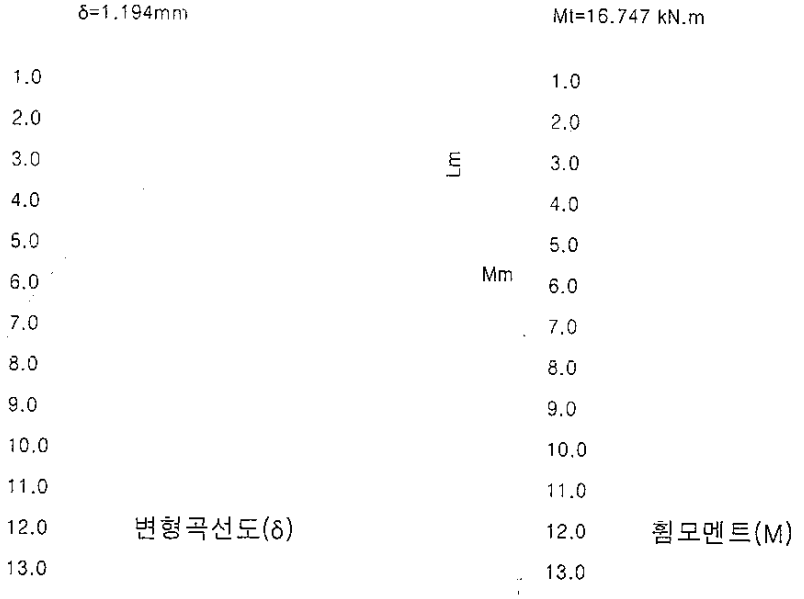
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -3.624 kN.m, 5.715 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.194 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.194 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	16.747	-9.274	1.194	
0.893	9.474	-7.030	1.126	
1.787	4.122	-5.000	0.980	
2.680	0.446	-3.288	0.800	
3.573	-1.859	-1.931	0.615	
4.467	-3.107	-0.917	0.445	
5.360	-3.589	-0.208	0.299	
6.253	-3.554	0.247	0.181	
7.147	-3.205	0.505	0.092	
8.040	-2.695	0.617	0.029	
8.933	-2.132	0.630	-0.013	
9.827	-1.589	0.579	-0.037	
10.720	-1.108	0.494	-0.049	
11.613	-0.709	0.397	-0.052	
12.507	-0.398	0.300	-0.048	
13.400	-0.170	0.213	-0.042	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 2 : SVB26

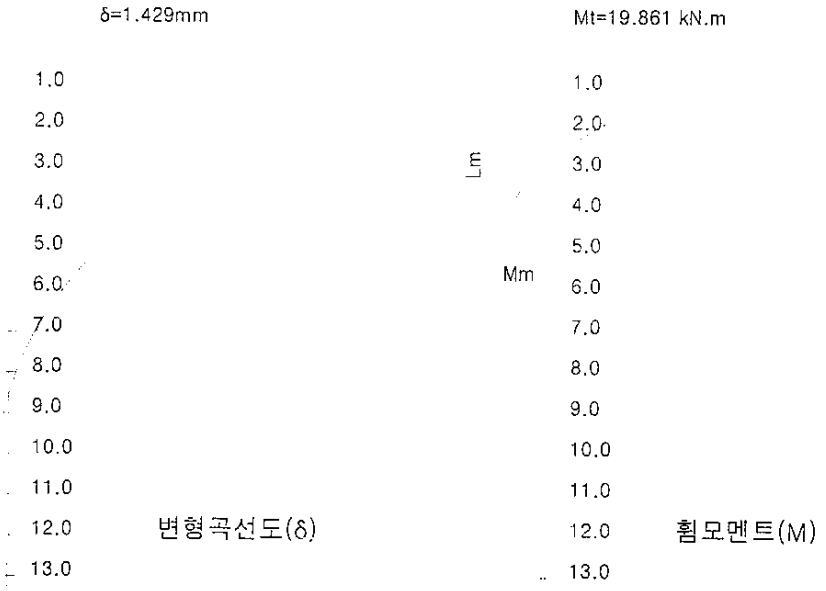
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.337 kN.m, 5.699 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.429 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.429 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.861	-11.048	1.429	
0.893	11.202	-8.366	1.345	
1.787	4.836	-5.942	1.169	
2.680	0.470	-3.902	0.953	
3.573	-2.262	-2.285	0.732	
4.467	-3.735	-1.079	0.529	
5.360	-4.298	-0.237	0.354	
6.253	-4.248	0.304	0.215	
7.147	-3.826	0.608	0.109	
8.040	-3.213	0.740	0.033	
8.933	-2.539	0.753	-0.016	
9.827	-1.890	0.691	-0.045	
10.720	-1.316	0.590	-0.059	
11.613	-0.841	0.473	-0.062	
12.507	-0.471	0.357	-0.058	
13.400	-0.200	0.253	-0.050	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SVB26

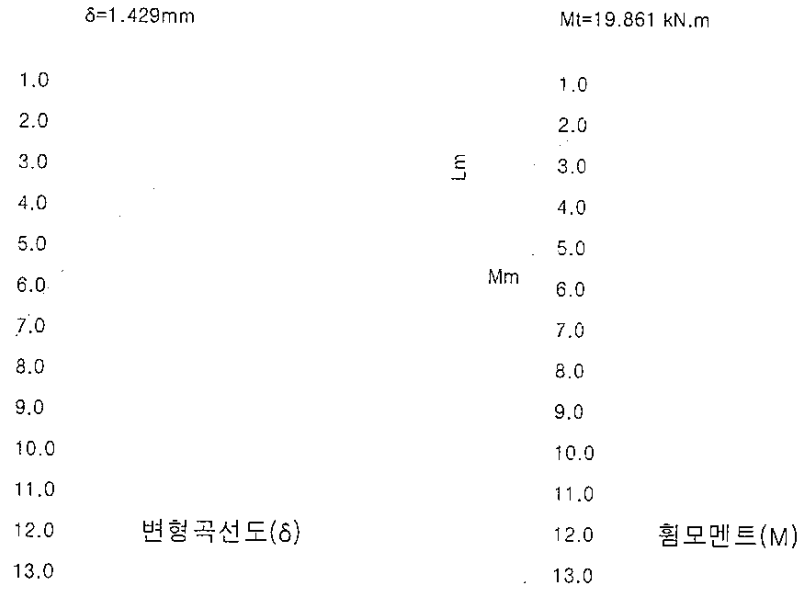
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -4.337 kN.m, 5.699 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.429 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.429 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	19.861	-11.048	1.429	
0.893	11.202	-8.366	1.345	
1.787	4.836	-5.942	1.169	
2.680	0.470	-3.902	0.953	
3.573	-2.262	-2.285	0.732	
4.467	-3.735	-1.079	0.529	
5.360	-4.298	-0.237	0.354	
6.253	-4.248	0.304	0.215	
7.147	-3.826	0.608	0.109	
8.040	-3.213	0.740	0.033	
8.933	-2.539	0.753	-0.016	
9.827	-1.890	0.691	-0.045	
10.720	-1.316	0.590	-0.059	
11.613	-0.841	0.473	-0.062	
12.507	-0.471	0.357	-0.058	
13.400	-0.200	0.253	-0.050	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SVB22

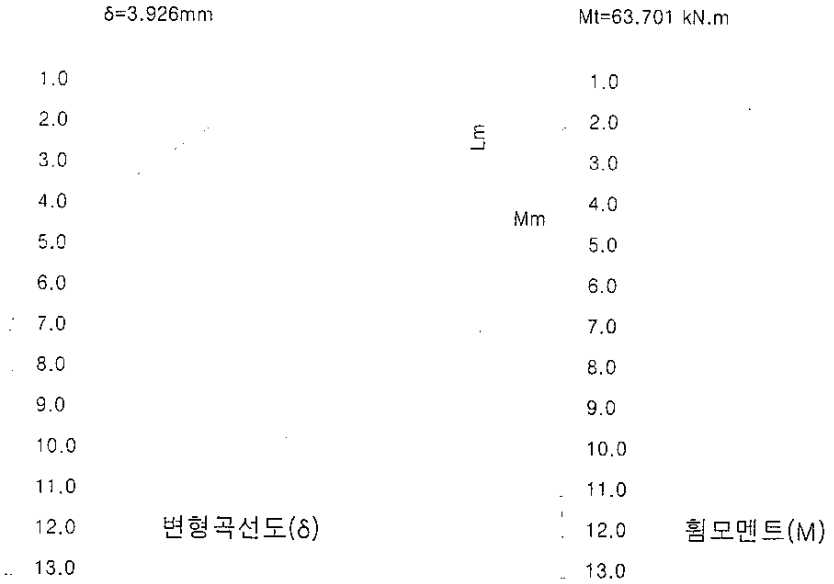
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.755 kN.m, 4.366 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.926 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.926 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	63.701	-48.514	3.926	
0.893	27.356	-33.191	3.444	
1.787	3.633	-20.408	2.734	
2.680	-10.023	-10.679	1.988	
3.573	-16.328	-3.898	1.318	
4.467	-17.736	0.373	0.776	
5.360	-16.240	2.700	0.375	
6.253	-13.322	3.647	0.104	
7.147	-9.988	3.705	-0.060	
8.040	-6.852	3.261	-0.144	
8.933	-4.227	2.595	-0.172	
9.827	-2.225	1.892	-0.165	
10.720	-0.826	1.258	-0.140	
11.613	0.058	0.743	-0.109	
12.507	0.542	0.362	-0.077	
13.400	0.741	0.104	-0.049	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB03

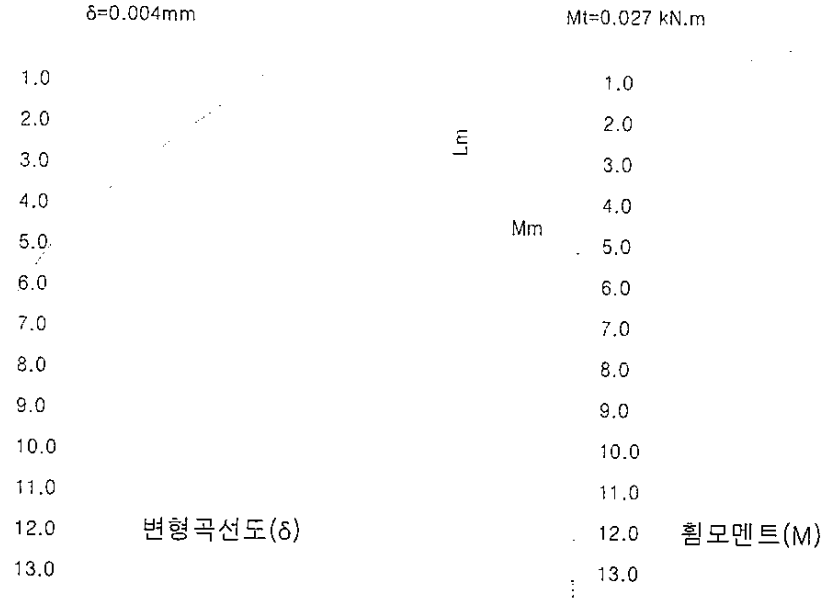
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.013 kN.m, 4.554 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.004 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.004 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.027	-0.022	0.004	
0.893	0.010	-0.015	0.003	
1.787	-0.001	-0.010	0.003	
2.680	-0.008	-0.006	0.002	
3.573	-0.011	-0.002	0.001	
4.467	-0.013	0.000	0.001	
5.360	-0.012	0.001	0.001	
6.253	-0.011	0.002	0.000	
7.147	-0.009	0.002	0.000	
8.040	-0.007	0.002	0.000	
8.933	-0.005	0.002	0.000	
9.827	-0.003	0.002	0.000	
10.720	-0.002	0.001	0.000	
11.613	-0.001	0.001	0.000	
12.507	0.000	0.001	0.000	
13.400	0.000	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : UEB26

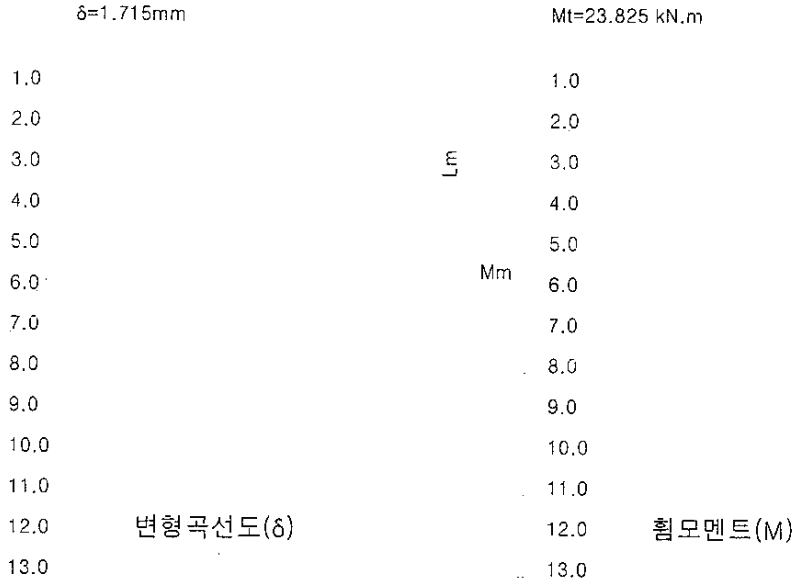
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.204 kN.m, 5.698 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.715 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.715 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.825	-13.254	1.715	
0.893	13.437	-10.036	1.614	
1.787	5.800	-7.128	1.403	
2.680	0.563	-4.680	1.144	
3.573	-2.714	-2.741	0.878	
4.467	-4.482	-1.294	0.634	
5.360	-5.157	-0.284	0.425	
6.253	-5.097	0.364	0.257	
7.147	-4.590	0.730	0.130	
8.040	-3.855	0.888	0.040	
8.933	-3.046	0.903	-0.019	
9.827	-2.267	0.829	-0.054	
10.720	-1.579	0.707	-0.070	
11.613	-1.009	0.567	-0.074	
12.507	-0.565	0.428	-0.069	
13.400	-0.240	0.303	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 3 : UEB26

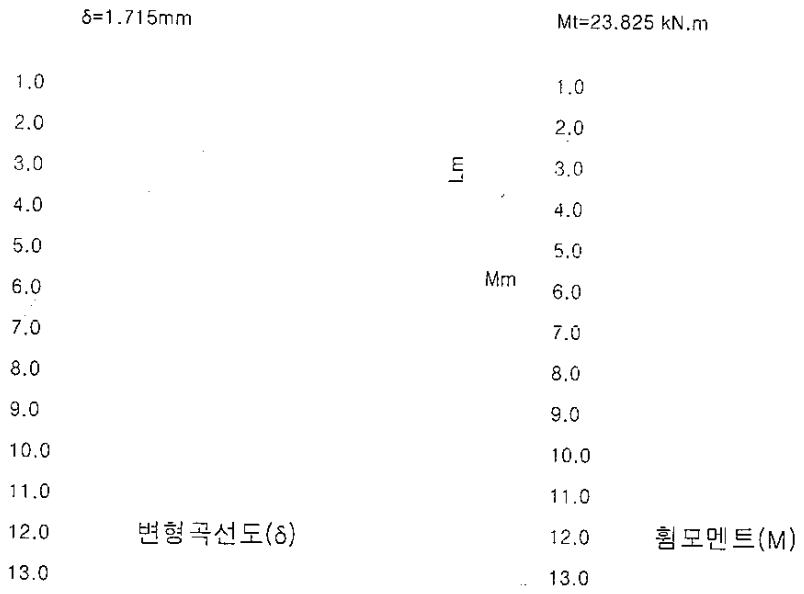
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -5.204 kN.m, 5.698 m
- 말뚝머리부의 변위 : 1.715 mm
- 지표면에서의 변위 : 1.715 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	23.825	-13.254	1.715	
0.893	13.437	-10.036	1.614	
1.787	5.800	-7.128	1.403	
2.680	0.563	-4.680	1.144	
3.573	-2.714	-2.741	0.878	
4.467	-4.482	-1.294	0.634	
5.360	-5.157	-0.284	0.425	
6.253	-5.097	0.364	0.257	
7.147	-4.590	0.730	0.130	
8.040	-3.855	0.888	0.040	
8.933	-3.046	0.903	-0.019	
9.827	-2.267	0.829	-0.054	
10.720	-1.579	0.707	-0.070	
11.613	-1.009	0.567	-0.074	
12.507	-0.565	0.428	-0.069	
13.400	-0.240	0.303	-0.060	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 4 : ULB22

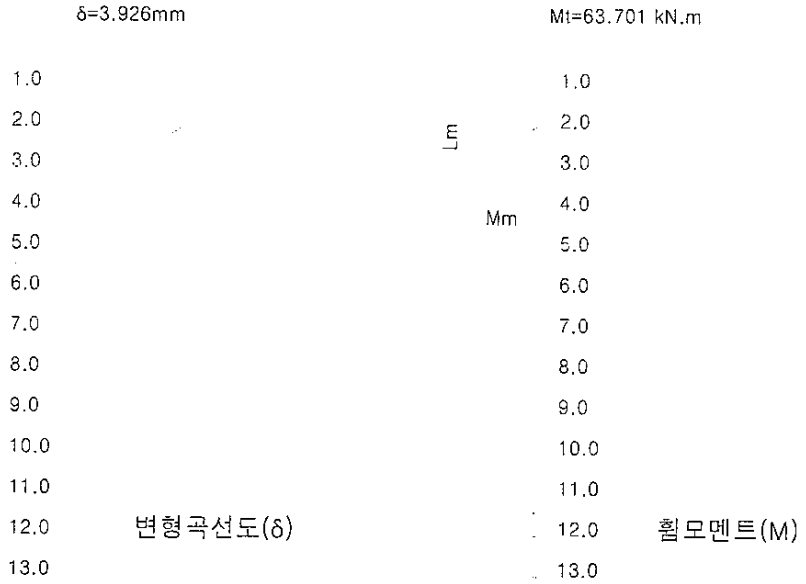
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -17.755 kN.m, 4.366 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.926 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.926 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	63.701	-48.514	3.926	
0.893	27.356	-33.191	3.444	
1.787	3.633	-20.408	2.734	
2.680	-10.023	-10.679	1.988	
3.573	-16.328	-3.898	1.318	
4.467	-17.736	0.373	0.776	
5.360	-16.240	2.700	0.375	
6.253	-13.322	3.647	0.104	
7.147	-9.988	3.705	-0.060	
8.040	-6.852	3.261	-0.144	
8.933	-4.227	2.595	-0.172	
9.827	-2.225	1.892	-0.165	
10.720	-0.826	1.258	-0.140	
11.613	0.058	0.743	-0.109	
12.507	0.542	0.362	-0.077	
13.400	0.741	0.104	-0.049	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산출식	단 위
K1	3959.437	7026.866	$2EI\beta^3$	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	213809.6	379450.8
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	15362822.7	15362822.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	75725913.5	75725913.5
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	0.0023423	0.0015243	0.0000007	COMBO 1	0.0000056	0.0021605	0.0000005
COMBO 2	0.0027903	0.0012976	0.0000043	COMBO 2	0.0033475	0.0011678	0.0000052
COMBO 3	0.0027903	0.0012976	0.0000043	COMBO 3	0.0033475	0.0011678	0.0000052
COMBO 4	0.0069041	0.0012976	0.0002658	COMBO 4	0.0069041	0.0012976	0.0002658

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.904 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	0.0023423	0.0015267	0.0000007	434.345	9.274	0.000
	2	0.0023423	0.0015258	0.0000007	434.074	9.274	0.000
	3	0.0023423	0.0015248	0.0000007	433.804	9.274	0.000
	4	0.0023423	0.0015239	0.0000007	433.533	9.274	0.000
	5	0.0023423	0.0015229	0.0000007	433.262	9.274	0.000
	6	0.0023423	0.0015220	0.0000007	432.991	9.274	0.000
COMBO 2	1	0.0027903	0.0013115	0.0000043	373.104	11.048	0.000
	2	0.0027903	0.0013059	0.0000043	371.528	11.048	0.000
	3	0.0027903	0.0013004	0.0000043	369.952	11.048	0.000
	4	0.0027903	0.0012948	0.0000043	368.375	11.048	0.000
	5	0.0027903	0.0012893	0.0000043	366.799	11.048	0.000
	6	0.0027903	0.0012837	0.0000043	365.222	11.048	0.000
COMBO 3	1	0.0027903	0.0013115	0.0000043	373.104	11.048	0.000
	2	0.0027903	0.0013059	0.0000043	371.528	11.048	0.000
	3	0.0027903	0.0013004	0.0000043	369.952	11.048	0.000
	4	0.0027903	0.0012948	0.0000043	368.375	11.048	0.000
	5	0.0027903	0.0012893	0.0000043	366.799	11.048	0.000
	6	0.0027903	0.0012837	0.0000043	365.222	11.048	0.000
COMBO 4	1	0.0069041	0.0021614	0.0002658	614.907	48.514	0.000
	2	0.0069041	0.0018159	0.0002658	516.610	48.514	0.000
	3	0.0069041	0.0014704	0.0002658	418.312	48.514	0.000
	4	0.0069041	0.0011248	0.0002658	320.015	48.514	0.000
	5	0.0069041	0.0007793	0.0002658	221.717	48.514	0.000
	6	0.0069041	0.0004338	0.0002658	123.419	48.514	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0000056	0.0021622	0.0000005	615.125	0.022	0.000
	2	0.0000056	0.0021615	0.0000005	614.937	0.022	0.000
	3	0.0000056	0.0021608	0.0000005	614.749	0.022	0.000
	4	0.0000056	0.0021602	0.0000005	614.561	0.022	0.000
	5	0.0000056	0.0021595	0.0000005	614.372	0.022	0.000
	6	0.0000056	0.0021588	0.0000005	614.184	0.022	0.000
COMBO 2	1	0.0033475	0.0011847	0.0000052	337.054	13.254	0.000
	2	0.0033475	0.0011780	0.0000052	335.131	13.254	0.000
	3	0.0033475	0.0011712	0.0000052	333.208	13.254	0.000
	4	0.0033475	0.0011645	0.0000052	331.286	13.254	0.000
	5	0.0033475	0.0011577	0.0000052	329.363	13.254	0.000
	6	0.0033475	0.0011509	0.0000052	327.440	13.254	0.000
COMBO 3	1	0.0033475	0.0011847	0.0000052	337.054	13.254	0.000
	2	0.0033475	0.0011780	0.0000052	335.131	13.254	0.000
	3	0.0033475	0.0011712	0.0000052	333.208	13.254	0.000
	4	0.0033475	0.0011645	0.0000052	331.286	13.254	0.000
	5	0.0033475	0.0011577	0.0000052	329.363	13.254	0.000
	6	0.0033475	0.0011509	0.0000052	327.440	13.254	0.000
COMBO 4	1	0.0069041	0.0021614	0.0002658	614.907	48.514	0.000
	2	0.0069041	0.0018159	0.0002658	516.610	48.514	0.000
	3	0.0069041	0.0014704	0.0002658	418.312	48.514	0.000
	4	0.0069041	0.0011248	0.0002658	320.015	48.514	0.000
	5	0.0069041	0.0007793	0.0002658	221.717	48.514	0.000
	6	0.0069041	0.0004338	0.0002658	123.419	48.514	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	3.250	0	434.345	9.274	0.000	9
	2	1.950	0	434.074	9.274	0.000	9
	3	0.650	0	433.804	9.274	0.000	9
	4	-0.650	0	433.533	9.274	0.000	9
	5	-1.950	0	433.262	9.274	0.000	9
	6	-3.250	0	432.991	9.274	0.000	9
	계			23418.077	500.797	0.000	54
COMBO 2	1	3.250	0	373.104	11.048	0.000	9
	2	1.950	0	371.528	11.048	0.000	9
	3	0.650	0	369.952	11.048	0.000	9
	4	-0.650	0	368.375	11.048	0.000	9
	5	-1.950	0	366.799	11.048	0.000	9
	6	-3.250	0	365.222	11.048	0.000	9
	계			19934.818	596.595	0.000	54
COMBO 3	1	3.250	0	373.104	11.048	0.000	9
	2	1.950	0	371.528	11.048	0.000	9
	3	0.650	0	369.952	11.048	0.000	9
	4	-0.650	0	368.375	11.048	0.000	9
	5	-1.950	0	366.799	11.048	0.000	9
	6	-3.250	0	365.222	11.048	0.000	9
	계			19934.818	596.595	0.000	54
COMBO 4	1	3.250	0	614.907	48.514	0.000	9
	2	1.950	0	516.610	48.514	0.000	9
	3	0.650	0	418.312	48.514	0.000	9
	4	-0.650	0	320.015	48.514	0.000	9
	5	-1.950	0	221.717	48.514	0.000	9
	6	-3.250	0	123.419	48.514	0.000	9
	계			19934.818	2619.751	0.000	54

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	3.250	0	615.125	0.022	0.000	9
	2	1.950	0	614.937	0.022	0.000	9
	3	0.650	0	614.749	0.022	0.000	9
	4	-0.650	0	614.561	0.022	0.000	9
	5	-1.950	0	614.372	0.022	0.000	9
	6	-3.250	0	614.184	0.022	0.000	9
	계			33191.345	1.193	0.000	54
COMBO 2	1	3.250	0	337.054	13.254	0.000	9
	2	1.950	0	335.131	13.254	0.000	9
	3	0.650	0	333.208	13.254	0.000	9
	4	-0.650	0	331.286	13.254	0.000	9
	5	-1.950	0	329.363	13.254	0.000	9
	6	-3.250	0	327.440	13.254	0.000	9
	계			17941.336	715.731	0.000	54
COMBO 3	1	3.250	0	337.054	13.254	0.000	9
	2	1.950	0	335.131	13.254	0.000	9
	3	0.650	0	333.208	13.254	0.000	9
	4	-0.650	0	331.286	13.254	0.000	9
	5	-1.950	0	329.363	13.254	0.000	9
	6	-3.250	0	327.440	13.254	0.000	9
	계			17941.336	715.731	0.000	54
COMBO 4	1	3.250	0	614.907	48.514	0.000	9
	2	1.950	0	516.610	48.514	0.000	9
	3	0.650	0	418.312	48.514	0.000	9
	4	-0.650	0	320.015	48.514	0.000	9
	5	-1.950	0	221.717	48.514	0.000	9
	6	-3.250	0	123.419	48.514	0.000	9
	계			19934.818	2619.751	0.000	54

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : SVB25

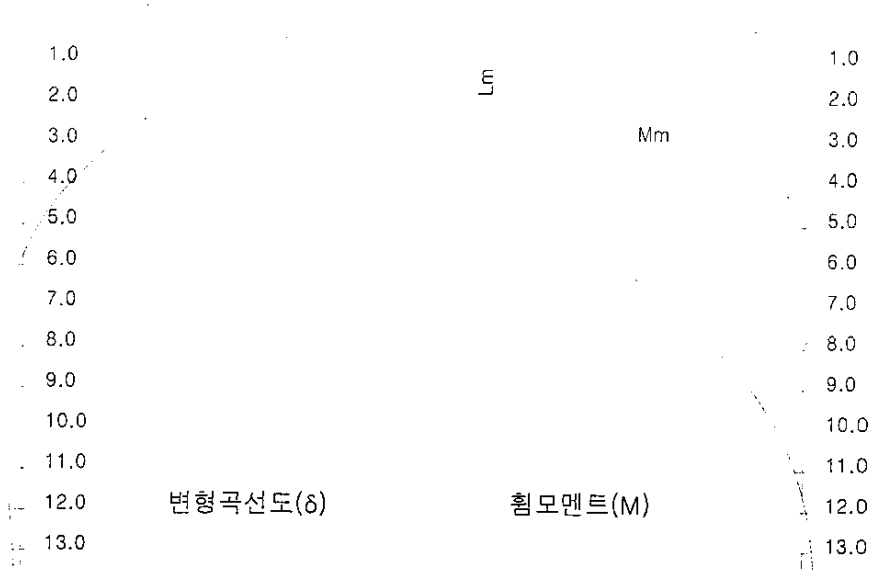
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -11.018 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.342 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.342 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-9.274	2.342	
0.893	-6.438	-5.318	1.784	
1.787	-9.808	-2.391	1.276	
2.680	-10.979	-0.368	0.845	
3.573	-10.688	0.911	0.502	
4.467	-9.522	1.615	0.245	
5.360	-7.926	1.900	0.063	
6.253	-6.213	1.900	-0.054	
7.147	-4.584	1.724	-0.121	
8.040	-3.159	1.457	-0.152	
8.933	-1.989	1.159	-0.156	
9.827	-1.086	0.868	-0.145	
10.720	-0.429	0.609	-0.124	
11.613	0.014	0.393	-0.100	
12.507	0.286	0.224	-0.076	
13.400	0.428	0.099	-0.054	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 2 : SVB26

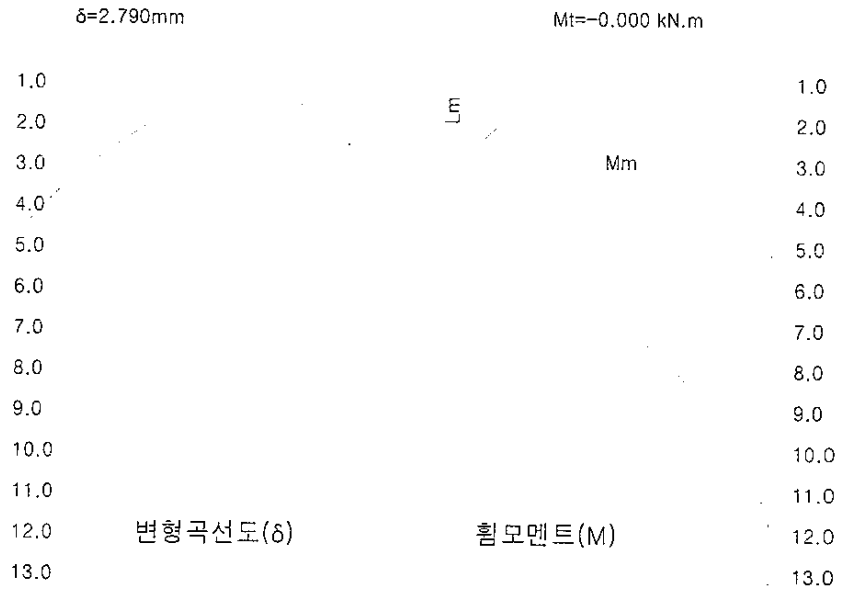
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.126 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.790 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.790 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.048	2.790	
0.893	-7.669	-6.335	2.126	
1.787	-11.685	-2.848	1.520	
2.680	-13.080	-0.439	1.007	
3.573	-12.732	1.086	0.598	
4.467	-11.344	1.924	0.291	
5.360	-9.443	2.263	0.076	
6.253	-7.401	2.263	-0.064	
7.147	-5.461	2.054	-0.145	
8.040	-3.763	1.736	-0.181	
8.933	-2.370	1.380	-0.186	
9.827	-1.294	1.034	-0.172	
10.720	-0.512	0.725	-0.148	
11.613	0.017	0.468	-0.119	
12.507	0.341	0.267	-0.091	
13.400	0.509	0.118	-0.065	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 3 : SVB26

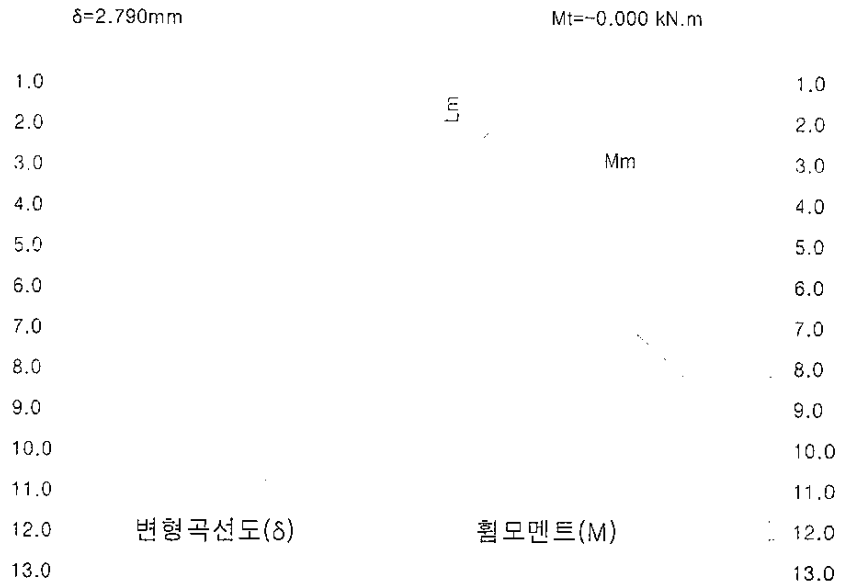
ㄱ. 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -13.126 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.790 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.790 mm

ㄴ. 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-11.048	2.790	
0.893	-7.669	-6.335	2.126	
1.787	-11.685	-2.848	1.520	
2.680	-13.080	-0.439	1.007	
3.573	-12.732	1.086	0.598	
4.467	-11.344	1.924	0.291	
5.360	-9.443	2.263	0.076	
6.253	-7.401	2.263	-0.064	
7.147	-5.461	2.054	-0.145	
8.040	-3.763	1.736	-0.181	
8.933	-2.370	1.380	-0.186	
9.827	-1.294	1.034	-0.172	
10.720	-0.512	0.725	-0.148	
11.613	0.017	0.468	-0.119	
12.507	0.341	0.267	-0.091	
13.400	0.509	0.118	-0.065	

㉯ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : SV822

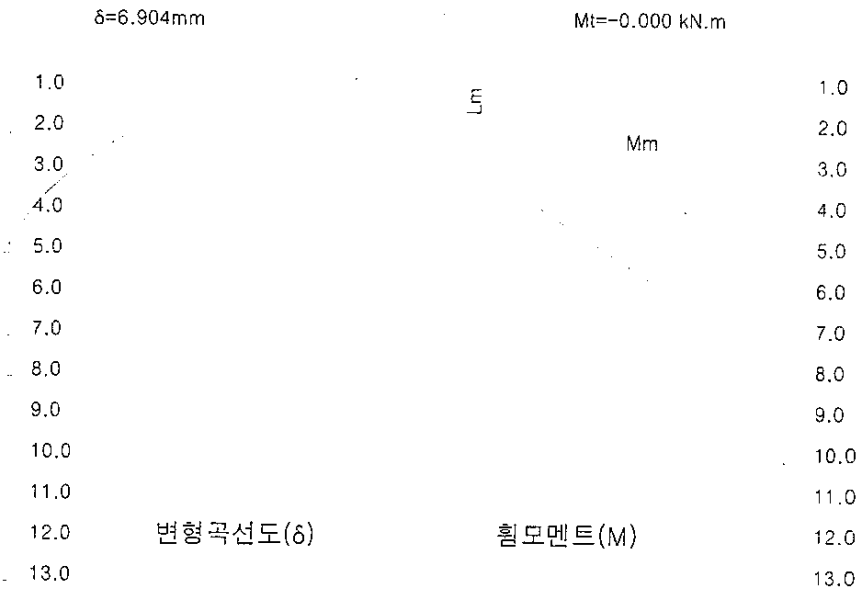
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -47.606 kN.m. 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.904 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.904 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-48.514	6.904	
0.893	-31.854	-24.162	4.928	
1.787	-45.472	-7.518	3.196	
2.680	-47.202	2.701	1.823	
3.573	-42.099	8.036	0.825	
4.467	-33.854	9.970	0.164	
5.360	-24.921	9.764	-0.224	
6.253	-16.752	8.395	-0.411	
7.147	-10.059	6.556	-0.463	
8.040	-5.045	4.691	-0.432	
8.933	-1.609	3.051	-0.359	
9.827	0.508	1.748	-0.272	
10.720	1.620	0.798	-0.189	
11.613	2.030	0.168	-0.119	
12.507	1.997	-0.204	-0.064	
13.400	1.722	-0.385	-0.026	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : ULB03

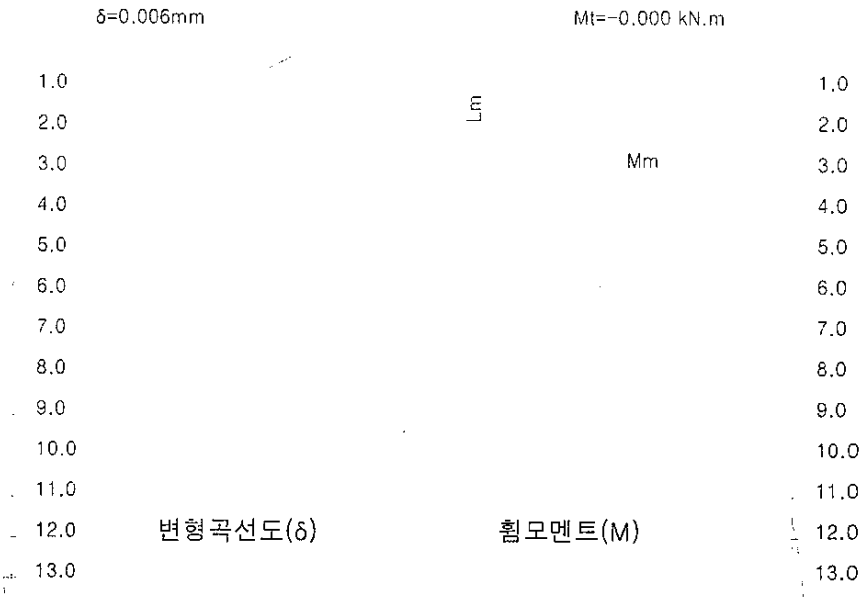
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -0.026 kN.m 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 0.006 mm
- 지표면에서의 변위 : 0.006 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-0.022	0.006	
0.893	-0.015	-0.013	0.004	
1.787	-0.023	-0.006	0.003	
2.680	-0.026	-0.001	0.002	
3.573	-0.025	0.002	0.001	
4.467	-0.023	0.004	0.001	
5.360	-0.019	0.005	0.000	
6.253	-0.015	0.005	0.000	
7.147	-0.011	0.004	0.000	
8.040	-0.008	0.003	0.000	
8.933	-0.005	0.003	0.000	
9.827	-0.003	0.002	0.000	
10.720	-0.001	0.001	0.000	
11.613	0.000	0.001	0.000	
12.507	0.001	0.001	0.000	
13.400	0.001	0.000	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : UEB26

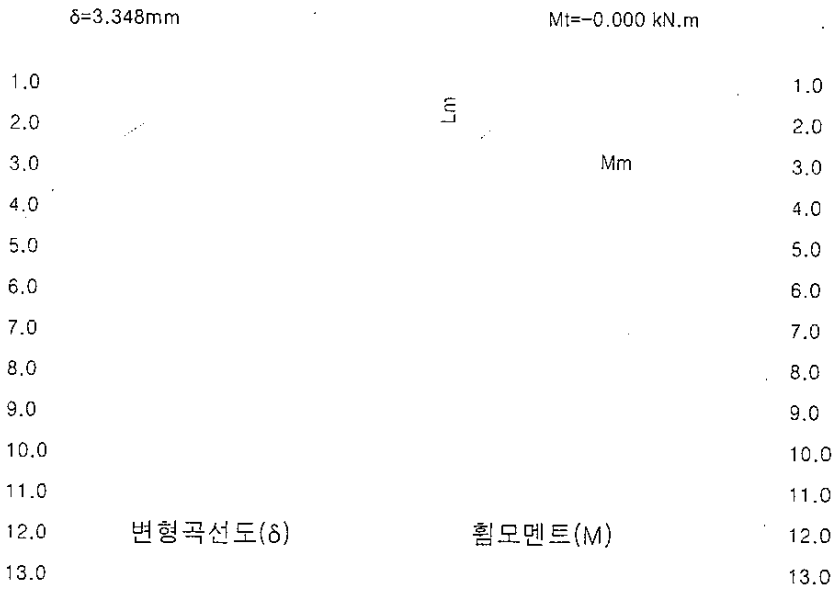
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.747 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.348 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.348 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.254	3.348	
0.893	-9.201	-7.600	2.550	
1.787	-14.018	-3.417	1.824	
2.680	-15.691	-0.526	1.208	
3.573	-15.275	1.302	0.718	
4.467	-13.609	2.308	0.350	
5.360	-11.328	2.715	0.091	
6.253	-8.879	2.715	-0.077	
7.147	-6.552	2.465	-0.173	
8.040	-4.514	2.083	-0.217	
8.933	-2.843	1.656	-0.223	
9.827	-1.552	1.240	-0.207	
10.720	-0.614	0.870	-0.178	
11.613	0.021	0.562	-0.143	
12.507	0.409	0.320	-0.109	
13.400	0.611	0.142	-0.078	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : UEB26

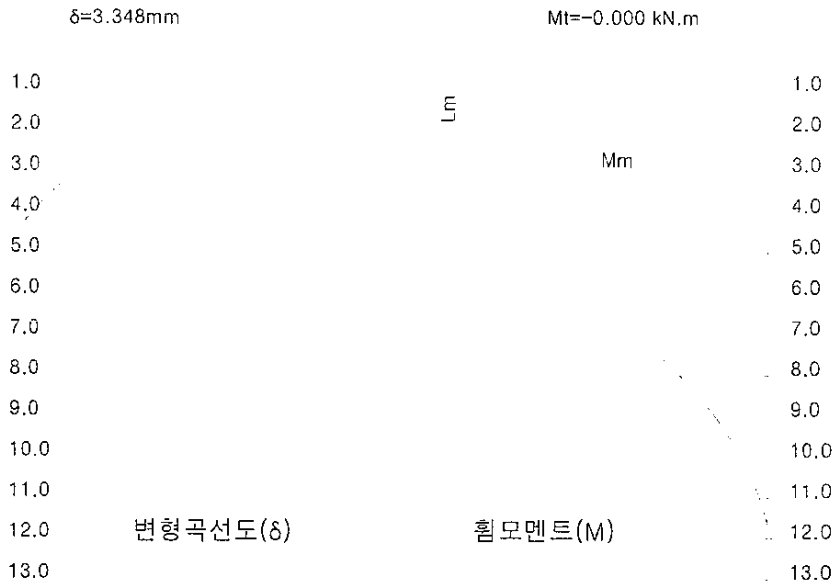
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -15.747 kN.m, 2.894 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.348 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.348 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-13.254	3.348	
0.893	-9.201	-7.600	2.550	
1.787	-14.018	-3.417	1.824	
2.680	-15.691	-0.526	1.208	
3.573	-15.275	1.302	0.718	
4.467	-13.609	2.308	0.350	
5.360	-11.328	2.715	0.091	
6.253	-8.879	2.715	-0.077	
7.147	-6.552	2.465	-0.173	
8.040	-4.514	2.083	-0.217	
8.933	-2.843	1.656	-0.223	
9.827	-1.552	1.240	-0.207	
10.720	-0.614	0.870	-0.178	
11.613	0.021	0.562	-0.143	
12.507	0.409	0.320	-0.109	
13.400	0.611	0.142	-0.078	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : ULB22

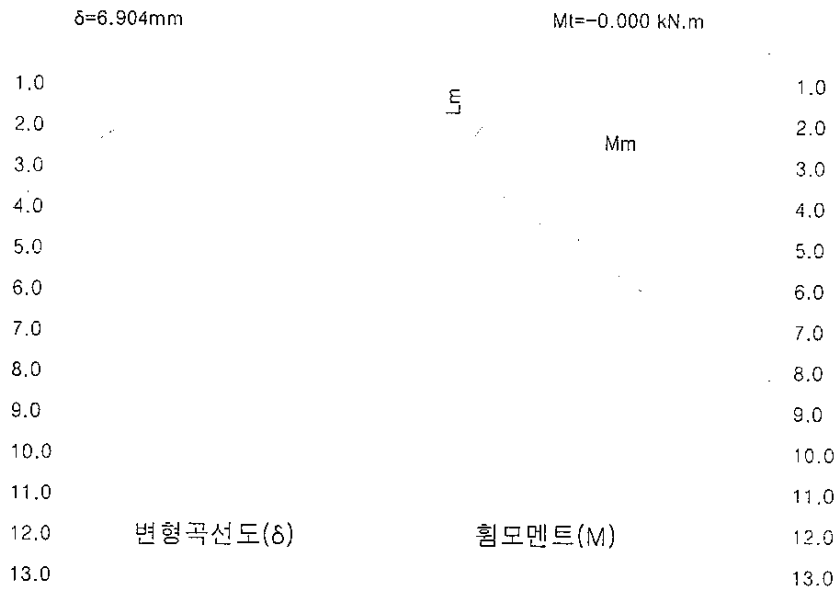
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -47.606 kN.m, 2.391 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.904 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.904 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-48.514	6.904	
0.893	-31.854	-24.162	4.928	
1.787	-45.472	-7.518	3.196	
2.680	-47.202	2.701	1.823	
3.573	-42.099	8.036	0.825	
4.467	-33.854	9.970	0.164	
5.360	-24.921	9.764	-0.224	
6.253	-16.752	8.395	-0.411	
7.147	-10.059	6.556	-0.463	
8.040	-5.045	4.691	-0.432	
8.933	-1.609	3.051	-0.359	
9.827	0.508	1.748	-0.272	
10.720	1.620	0.798	-0.189	
11.613	2.030	0.168	-0.119	
12.507	1.997	-0.204	-0.064	
13.400	1.722	-0.385	-0.026	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 877.000 kN (평상시) : 「별첨자료」 참조

Ra2 = 1315.500 kN (지진시) : 「별첨자료」 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 2.7903 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 6.9041 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa1 = 459.600 kN (평상시) : 「별첨자료」 참조

Pa2 = 689.400 kN (지진시) : 「별첨자료」 참조

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	445.387	421.949	877.000	459.600	O.K
	HINGE	434.345	432.991	877.000	459.600	O.K
COMBO 2	FIX	386.199	352.127	877.000	459.600	O.K
	HINGE	373.104	365.222	877.000	459.600	O.K
COMBO 3	FIX	386.199	352.127	877.000	459.600	O.K
	HINGE	373.104	365.222	877.000	459.600	O.K
COMBO 4	FIX	656.908	81.419	1315.500	689.400	O.K
	HINGE	614.907	123.419	1315.500	689.400	O.K

② 말뚝의 응력 검토

가) 말뚝의 이음과 장경비에 따른 허용응력의 감소을 검토

: 『도로교설계기준 해설(하부구조편)』 P223 참조

사용 PILE 본당 길이 : 15.00 m / 본

PILE 길이 : 13.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 13.40/0.500 = 26.800 < 85 이므로 장경비에 따른 감소 없음.

따라서 허용응력의 총 감소율은 0.00% 적용

나) 말뚝의 휨응력 검토

말뚝타설시 항타로 인한 말뚝머리 파손이나 지지지반의 불균등 등으로 인하여 부득이 말뚝머리를 절단해야하는 경우가 있다. 이때 PC말뚝인 경우에는 절단된 위치로부터 일정구간까지 이미 도입된 프리스트레스가 감소하게 된다. 『깊은기초, 한국지반공학회 저』 7.5.2.2

허용 휨압축응력 fca = 28.000 MPa (평상시)

= 42.000 MPa (지진시)

허용 휨인장응력 fta = 0.000 MPa (평상시)

= -5.000 MPa (지진시)

* 지중에 Mmax가 발생하는 경우

f = fce1 ± M/Ze + V/Ae

= 4.104 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

* 두부에 Mmax가 발생하는 경우

f = fce2 ± M/Ze + V/Ae

= 8.380 ± M / 9906000.0 + V / 108500.0

구 분		V(kN)	M(kN.m)	fc	fca	ft	fta	비 고
COMBO 1	FIX	445.387	16.747	9.900	28.00	6.518	0.00	O.K
	HINGE	434.345	11.018	9.219	28.00	6.995	0.00	O.K
COMBO 2	FIX	386.199	19.861	9.668	28.00	5.658	0.00	O.K
	HINGE	373.104	13.126	8.868	28.00	6.218	0.00	O.K
COMBO 3	FIX	386.199	19.861	9.668	28.00	5.658	0.00	O.K
	HINGE	373.104	13.126	8.868	28.00	6.218	0.00	O.K
COMBO 4	FIX	656.908	63.701	16.589	42.00	3.728	-5.00	O.K
	HINGE	614.907	47.606	14.577	42.00	4.966	-5.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 0.850 MPa (평상시)

= 1.250 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

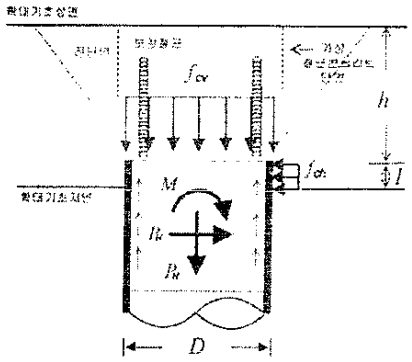
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 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	9.274	0.167	0.850	O.K
	HINGE	9.274	0.167	0.850	O.K
COMBO 2	FIX	11.048	0.199	0.850	O.K
	HINGE	11.048	0.199	0.850	O.K
COMBO 3	FIX	11.048	0.199	0.850	O.K
	HINGE	11.048	0.199	0.850	O.K
COMBO 4	FIX	48.514	0.873	1.250	O.K
	HINGE	48.514	0.873	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 = 445387.3 / (π/4 x 500 ²)
= 2.268 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 656908.1 / (π/4 x 500 ²)
= 3.346 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 = 445387.3 / { π x (500 + 2000) x 2000 }
= 0.028 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 656908.1 / { π x (500 + 2000) x 2000 }
= 0.042 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 = 11048.056 / (500 x 100)
= 0.221 MPa ≤ fca = 6.750 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 48513.913 / (500 x 100)
= 0.970 MPa ≤ fca' = 8.978 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

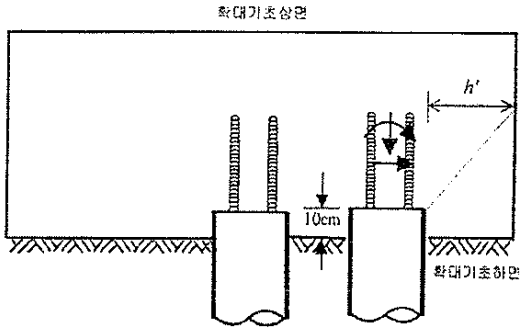
τh = 11048.056 / {400 x (200 + 500 + 800)}

= 0.018 MPa ≤ τa3 = 0.950 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 48513.913 / {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 = 615142.156 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 7696.9 x 1950)

= 20797023.510 N ≥ PNmax = 615142.156 N ∴ O.K

복현 3교 P1 두부보강

- 설계조건

1. PHC말뚝 제원

말뚝직경 (D) : mm

말뚝두께 (t) : mm

* 말뚝두부는 콘크리트 내부에 근입되므로 부식치는 고려하지 않음

2. 확대기초 콘크리트 제원

단면두께 (H) : mm

말뚝매입길이(l) : mm

수직유효두께(h) : 2200 mm

수평유효두께(h') : 400 mm 최외곽의 말뚝중심에서 기초 연단까지의 거 : mm

설계기준강도(f_{ck}) : MPa

지압응력면적비 ($\sqrt{(A_2/A_1)}$) :

콘크리트 허용수직지압응력(f_{ca}) : 6.75 MPa 상시 / 8.98 MPa 지진시

콘크리트 암발(편칭) 전단응력(τ_{a3}) : .95 MPa 상시 / 1.26 MPa 지진시

콘크리트 허용부착응력(voa) : 1.70 MPa 상시 / 2.26 MPa 지진시

3. 보강철근 제원

보강철근의 종류 : H16(SD40) 보강철근 적용수량 8 개

보강철근 1개의 공칭단면적(Ast : 198.6 mm^2 보강철근량(As) : 1588.8 mm^2

보강철근 1개의 공칭직경(d) : 15.9 mm

보강철근 1개의 공칭둘레(U) : 50 mm

보강철근의 허용인장응력(fsa) : 180.0 MPa 상시 / 239.4 MPa 지진시

4. 말뚝머리에 작용하는 하중

① 평상시

최대수직력(PNmax) : kN

최소수직력(PNmin) : kN

최대수평력(Hmax) : kN

최대휨모멘트(Mmax) : kN-m

② 지진시

최대수직력(PNmax) : kN

최소수직력(PNmin) : kN

최대수평력(Hmax) : kN

최대휨모멘트(Mmax) : kN-m

* 말뚝머리 작용하중은 도로교설계기준에 명시된 변위법에 의거함

- 구조계산결과

1. 확대기초에 대한 검토

1) 수직력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수직방향 지압응력

a. 평상시

$f_{cv} = P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca}$

$= 562.5 / (\pi \times 0.5^2 / 4)$

$= 2.86\ MPa \leq 6.75\ MPa$ O.K

b. 지진시

$f_{cv} = P_{nmax} / (\pi \times D^2 / 4) \leq f_{ca}$

$= 691.25 / (\pi \times 0.5^2 / 4)$

$= 3.52\ MPa \leq 8.98\ MPa$ O.K

② 기초 콘크리트의 수직방향 압발(펀칭) 전단응력

a. 평상시

$\tau v = P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau a3$

$= 562.54 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2$

$= .03\ MPa \leq .95\ MPa$ O.K

b. 지진시

$\tau v = P_{nmax} / (\pi \times (D + h) \times h) \leq \tau a3$

$= 691.25 / (\pi \times (0.5 + 2.2) \times 2.2$

$= .04\ MPa \leq 1.26\ MPa$ O.K

2) 수평력에 대한 검토

① 기초 콘크리트의 수평방향 지압응력

a. 평상시

$f_{ch} = H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca}$

$= 38.537 / (0.5 \times 0.1)$

$= .77\ MPa \leq 6.75\ MPa$ O.K

b. 지진시

$f_{ch} = H_{max} / (D \times l) \leq f_{ca}$

$= 65.105 / (0.5 \times 0.1)$

$= 1.30\ MPa \leq 8.98\ MPa$ O.K

② 기초 콘크리트의 수평방향 압발(편칭) 전단응력

a. 평상시

$\tau h = Hmax / (h' \times (2l + D + 2h'')) \leq \tau a3$

$= 38.537 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4))$

$= .06\ MPa \leq .95\ MPa$ O.K

b. 지진시

$\tau h = Hmax / (h' \times (2l + D + 2h'')) \leq \tau a3$

$= 65.105 / (0.4 \times (2 \times 0.1 + 0.5 + 2 \times 0.4))$

$= .11\ MPa \leq 1.26\ MPa$ O.K

2. 가상철근 콘크리트 단면의 응력검토

1) 이론식

콘크리트의 응력은 원형 단주의 응력계산식을 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$fc = (M' / r^3)C \leq fca\ (= 0.4fck) \quad - 식(1)$$

단, 콘크리트의 휨압축응력계수(C)는 다음과 같다.

$$C = \frac{1 - \cos\phi}{2\sin^3\phi/3 - \phi\cos\phi + \sin\phi\cos^2\phi + \phi/4 - k} \quad - 식(2)$$

$$k = \sin\phi\cos\phi/4 + \sin^3\phi\cos\phi/6 - \pi np(0.5(rs/r)^2 - \cos\phi)$$

위 식에서 ϕ는 아래의 식에서 구한다.

① 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P \neq 0$ 인 경우

$$e/r = \frac{/4 - \sin\phi\cos\phi(5/12 - \cos^2\phi/6) + 0.5\pi np(rs/r)^2}{\sin\phi(2 + \cos^2\phi)/3 - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi} \quad - 식(3)$$

② 말뚝머리에 작용하는 축방향력, $P=0$ 인 경우

$$0 = \sin\phi(2 + \cos^2\phi)/3 - \phi\cos\phi - \pi np\cos\phi \quad - 식(4)$$

단, $0 \leq \phi \leq \cos(-rs/r)$

그리고 보강철근의 응력은 다음과 같이 구한다.

$$fs = (M/r^3)S \times n \leq fsa \quad - 식(5)$$

단, 보강철근의 휨인장응력계수(S)는 다음과 같다.

$$S = C \times \frac{rs/r + \cos\phi}{1 - \cos\phi} \quad - 식(6)$$

2) 최대 수직력과 최대 휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

Pnmax = 562.54 kN

Mmax = 68.74 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm : 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+100+80) = 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 68.739 / 562.536 = 122.20 mm

e / r = 0.453

n = 15. As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00694

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.453 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 0.7343

M' = Mmax + Pnmax × r = 68.74 + 562.54 × 0.27 = 220.624 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

fc = M' / r^3 C = 220624000 / 270^3 × 0.7343

= 8.23 MPa ≤ 10.80 MPa O.K

b. 지진시

Pnmax = 691.25 kN

Mmax = 94.85 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm : 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+1(60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 94.65 / 691.25 = 137.21 mm

e / r = 0.508

n = 15. As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.508 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 0.7832

M' = Mmax + Pnmax × r = 94.85 + 691.25 × 0.27 = 281.485 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

fc = M' / r^3 C = 281485000 / 270^3 × 0.7832

= 11.20 MPa ≤ 14.36 MPa O.K

3) 최소수직력과 최대휨모멘트의 조합하중

a. 평상시

Pnmin = 266.60 kN

Mmax = 68.74 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm : 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+100+80) = 60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 68.74 / 266.60 = 257.84 mm

e / r = 0.955

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 0.955 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 1.166 , S = 0.4794

M' = Mmax + Pnmax × r = 68.74 + 266.60 × 0.27 = 140.72 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

fc = M' / r^3 C = 140720000 / 270^3 × 1.166

= 8.34 MPa ≤ 10.80 MPa O.K

보강철근의 휨인장응력

fc = M' / r^3 S n = 140720000 / 270^3 × 0.4794 × 15

= 51.42 MPa ≤ 180.00 MPa O.K

b. 지진시

Pnmin = 80.25 kN

Mmax = 94.85 kN-m

r (가상 단면의 반경) = D/2 + 100 mm : 270 mm

rs(가상단면 중심에서 보강철근 중심까지의 거리) = r - (30+1(60 mm

rs/r = 0.222

e = M / P = 94.85 / 80.25 = 1181.95 mm

e / r = 4.378

n = 15, As = 1588.8 mm^2 (H16(SD40) × 8 개)

p(가상단면 철근비) = As / ($\pi \times r^2$) 1588.8 / ($\pi \times 270^2$) = 0.00693732

np = 15 × 0.00693732 = 0.1041

rs / r = 0.222 , e/r = 4.378 이므로

식(2) 및 (6)에 의해

C = 1.1852 , S = 0.5037

M' = Mmax + Pnmax × r = 94.85 + 80.25 × 0.27 = 116.51 kN-m

따라서 콘크리트 휨압축응력은

$fc = M' / r^3 C$ = 116513000 / 270 ^{3}× 1.1852

= 7.02 MPa ≤ 14.36 MPa O.K

보강철근의 휨인장응력

$fc = M' / r^3 S n$ = 116513000 / 270 ^{3}× 0.5037 × 15

= 44.73 MPa ≤ 239.40 MPa O.K

3. 보강철근의 정착길이

1) 사용철근 : H16(SD40) × 8 개

2) 정착길이 산정 : 다음중 큰 값을 정착길이로 한다.

Ld1 = fsa×Ast / (voa×U) 180 × 198.6 / (1.7 × 50) = 420.6 mm

Ld2 = 35d = 35 × 15.9 = 556.5 mm

정착길이는 556.5 mm 이상이어야 함

3) 말뚝머리속채움 콘크리트에 매설되는 보강철근 길이 산정

Li = Lo + 50Dp = 557 + 50 × 9 = 1007 mm

매설길이는 1007 mm 이상이어야 함

내진해석

목 차

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

2. 단면특성
   2.1 상부구조
   2.2 하부구조
   2.3 받침상수
   2.4 항복유효 단면2차모멘트

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 : [illegible]

1.2 해석 대상 교량 총연장 :
[illegible]

1.3 교 폭 : [illegible]

1.4 교각형식
R교각

1.5 교각기초형식 : [illegible]

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) 기속도계수 : 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) 발침형식 : 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 지점부 각 요소에
절점질량과 분포질량으로 입력

2. 단면특성

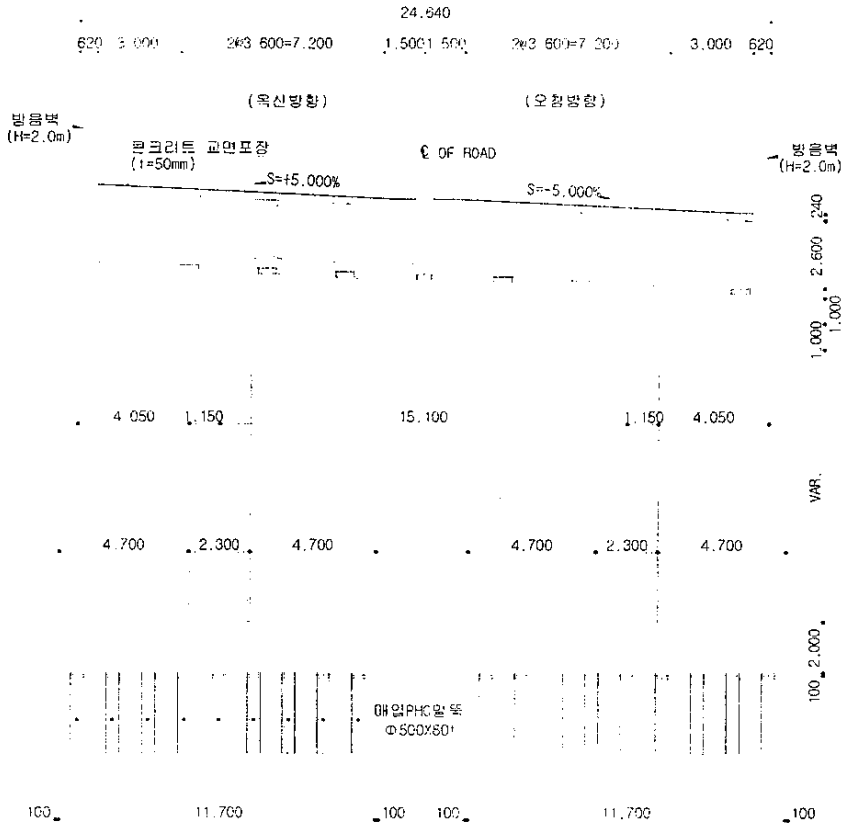
2.1 상부구조

: 상부구조는 IPC GIRDER교로 이루어져 있으며 교폭은 24.640 이다.

상부구조의 일반도는 아래와 같다.

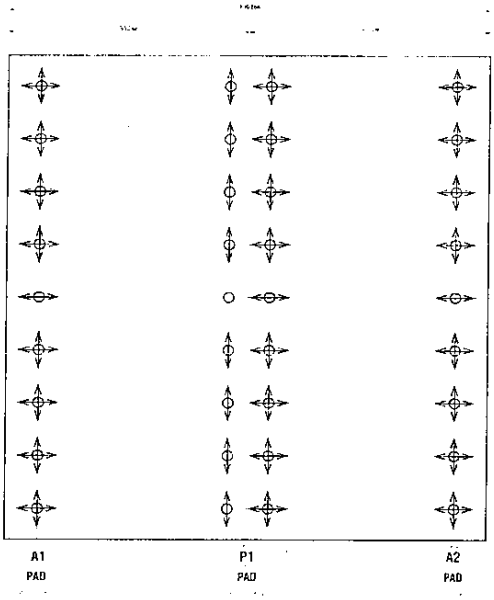
2.2 하부구조

: 하부구조는 다주형교각으로 구성되어져 있으며 개략적인 제원은 다음과 같다.



2.3 적용 받침 특성

1) 받침배치



* SAP2000 NLLINK - PROPERTY

NLPROP
NAME=P200H5 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=818100 CE=0
DOF=U2 KE=3450 CE=0
DOF=U3 KE=3450 CE=0
NAME=P200H6 TYPE=Gap
DOF=U1 KE=681800 CE=0
DOF=U2 KE=2875 CE=0
DOF=U3 KE=2875 CE=0

* SAP2000 NLLINK : 를 사용하여 각 받침 모델링

2.4 항복유효 단면2차모멘트

■ 항복유효 단면2차모멘트 $I_{y\,ef}$ 계산식

$$I_{y.eff} = \left(0.16 + 12\rho_l + 0.3\sqrt{\frac{P_u}{f_{ck}A_g}}\right)I_g$$

여기서,

Ag : 교각의 총단면적

fck : 콘크리트의 설계기준압축강도

Ig : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

Pu : 계수 축력

ρl : 교각의 축방향철근비

■ 항복유효 단면2차모멘트 산정

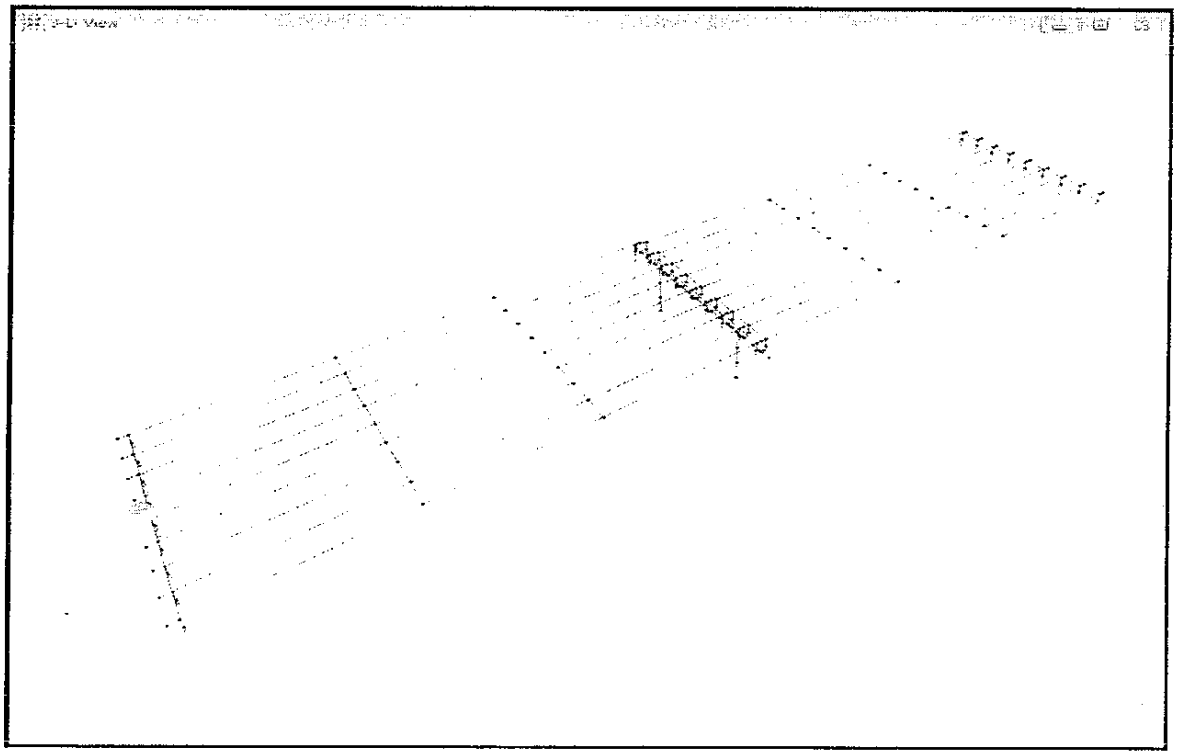
구 분	단위	P1L	P1R		
기둥직경	mm	2300	2300		
단면적 Ag	mm²	4154756.28	4154756.28		
단면2차모멘트 Ig	mm⁴	1,373,666,296,521	1,373,666,296,521		
콘크리트강도	MPa	27	27		
계수축력	kN	16703.732	15490.014		
사용철근량	mm²	59753.2	59753.2		
축방향철근비 ρl		0.01438	0.01438		
항복유효 단면 2차모멘트 Iy.eff	mm⁴	615,878,470,643	609,992,174,915		
Iy.eff/Ig		0.448	0.444		

3. 구조해석

3.1 MODELING

복현3교(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

- 생략 -

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

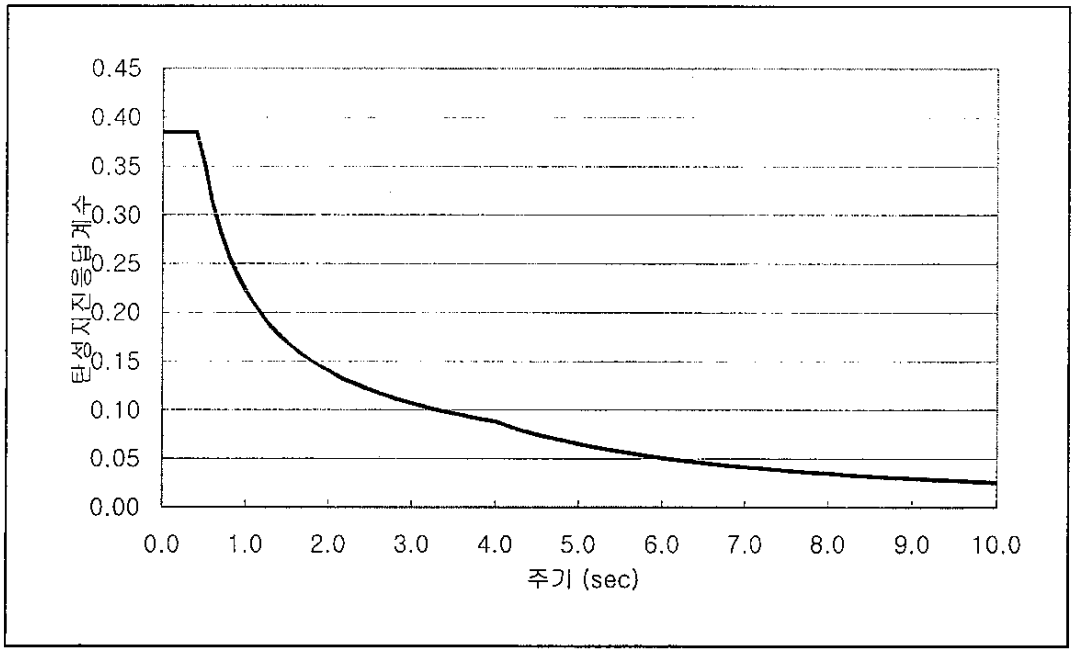
① $T \leq 4.0$ sec

$$Cs = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \quad \leq \quad 2.5 \times A$$

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/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

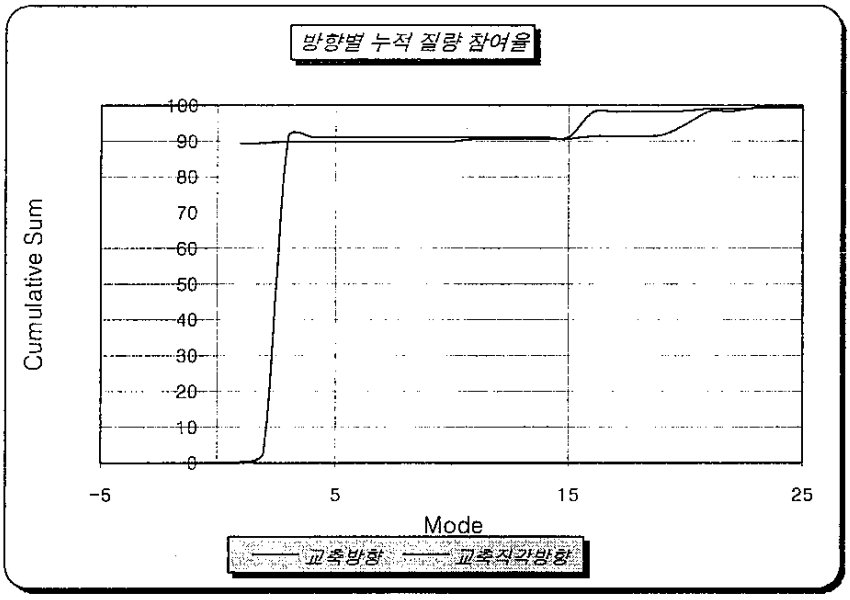
4.1 주기 및 진동수

< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	PERIOD	FREQUENCY		EIGENVALUE	비고
	(TIME)	(CYC/TIME)	(RAD/TIME)	(RAD/TIME)**2	
1	1.3532	0.7390	4.64	21.56	
2	1.3100	0.7633	4.80	23.00	
3	1.2812	0.7805	4.90	24.05	
4	0.6672	1.4988	9.42	88.69	
5	0.5601	1.7853	11.22	125.83	
6	0.4762	2.0999	13.19	174.09	
7	0.4666	2.1430	13.47	181.31	
8	0.4561	2.1927	13.78	189.81	
9	0.3657	2.7342	17.18	295.14	
10	0.3289	3.0404	19.10	364.95	
11	0.3239	3.0872	19.40	376.26	
12	0.2794	3.5788	22.49	505.64	
13	0.2471	4.0468	25.43	646.51	
14	0.2256	4.4336	27.86	776.02	
15	0.1775	5.6339	35.40	1253.07	
16	0.1315	7.6019	47.76	2281.40	
17	0.1209	8.2730	51.98	2701.99	
18	0.1145	8.7352	54.88	3012.33	
19	0.1118	8.9482	56.22	3161.06	
20	0.0905	11.0511	69.44	4821.35	
21	0.0875	11.4234	71.78	5151.73	
22	0.0674	14.8431	93.26	8697.83	
23	0.0580	17.2399	108.32	11733.56	
24	0.0536	18.6719	117.32	13763.69	
25	0.0338	29.5501	185.67	34472.84	

4.2 질량 참여율

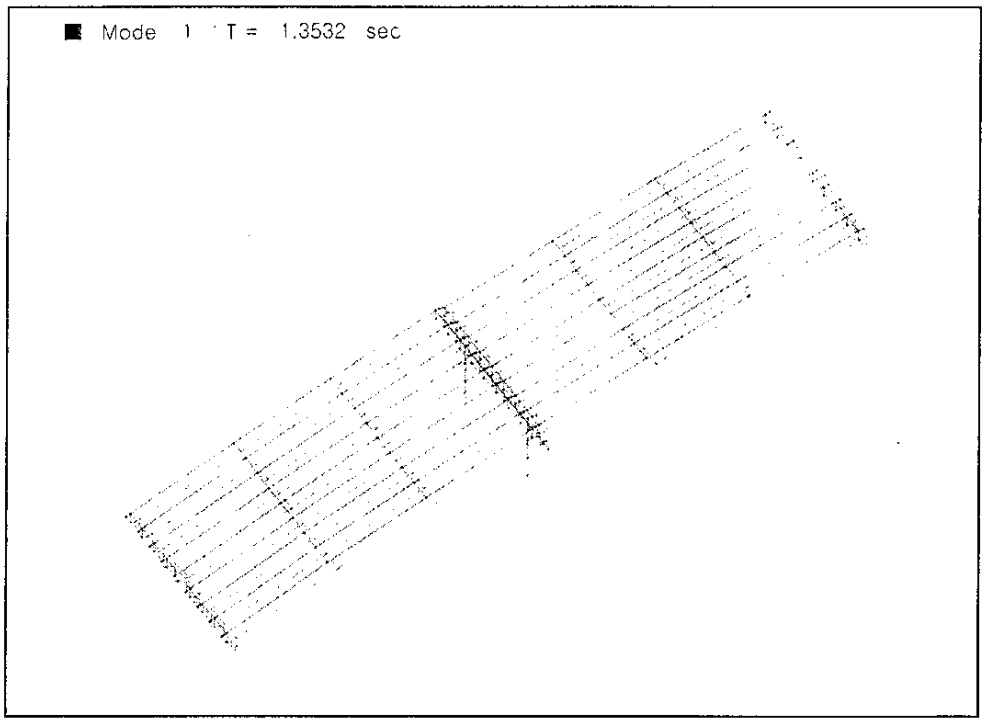
고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.

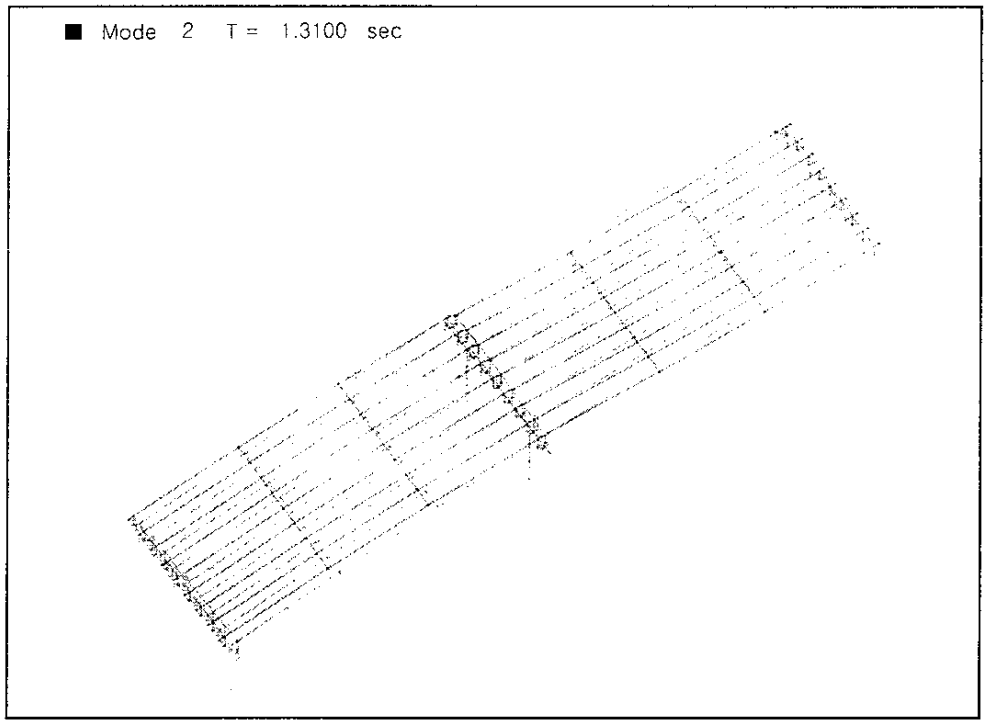


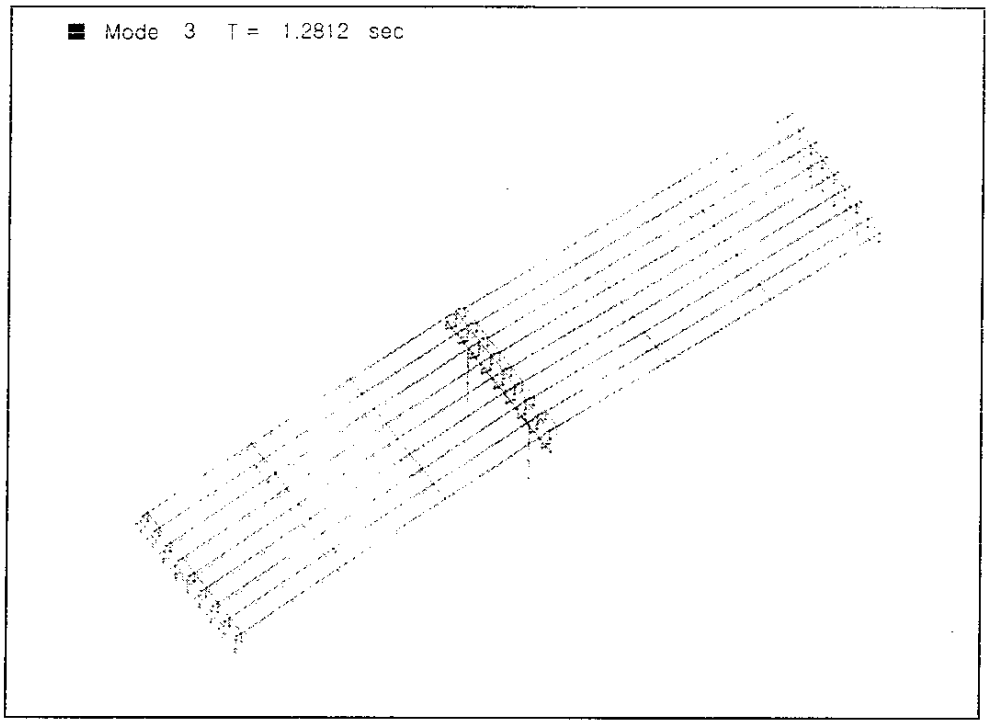
< 질량참여율 >

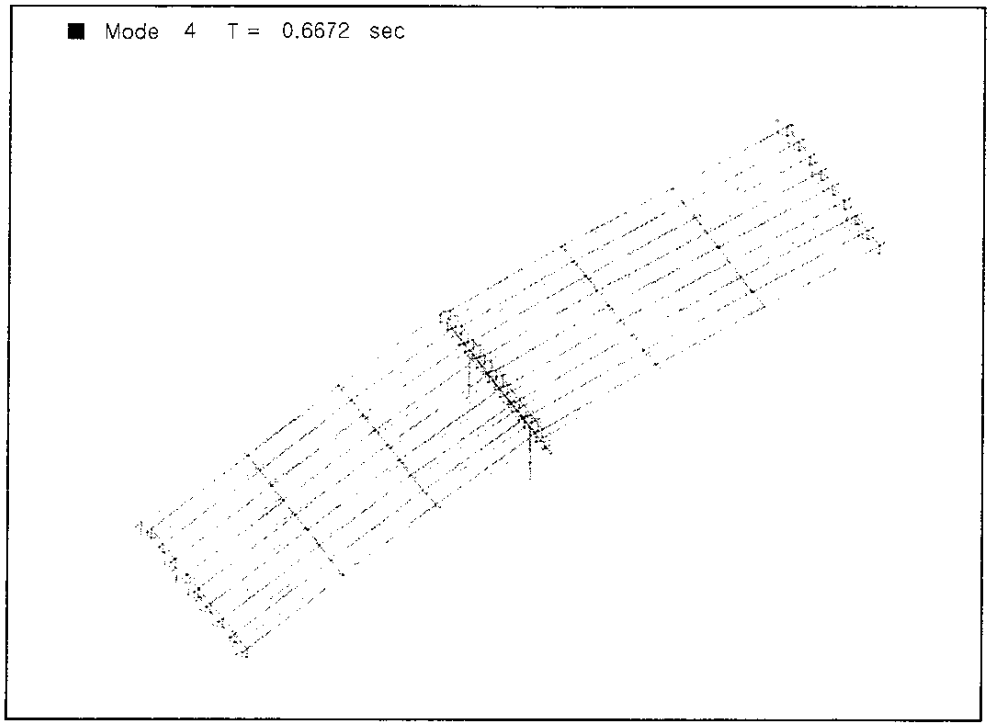
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.353	0.455	89.360	0.000	0.455	89.360	0.000
2	1.310	2.624	0.098	0.000	3.079	89.458	0.000
3	1.281	88.053	0.367	0.000	91.133	89.824	0.000
4	0.667	0.001	0.016	0.000	91.133	89.840	0.000
5	0.560	0.001	0.000	0.000	91.134	89.840	0.000
6	0.476	0.001	0.000	0.006	91.135	89.840	0.006
7	0.467	0.000	0.000	0.013	91.135	89.840	0.019
8	0.456	0.001	0.000	0.001	91.136	89.840	0.020
9	0.366	0.000	0.000	30.852	91.136	89.840	30.872
10	0.329	0.000	0.017	30.114	91.136	89.857	60.986
11	0.324	0.000	0.767	0.442	91.136	90.624	61.428
12	0.279	0.000	0.000	0.000	91.136	90.624	61.428
13	0.247	0.000	0.000	0.001	91.136	90.624	61.429
14	0.226	0.000	0.000	0.000	91.136	90.624	61.429
15	0.177	0.001	0.025	0.000	91.137	90.649	61.429
16	0.132	6.871	0.754	0.000	98.009	91.403	61.429
17	0.121	0.216	0.081	0.003	98.225	91.484	61.432
18	0.114	0.009	0.002	1.813	98.234	91.486	63.244
19	0.112	0.145	0.247	0.479	98.378	91.733	63.724
20	0.090	0.130	3.031	0.002	98.509	94.764	63.726
21	0.088	0.665	3.555	0.045	99.174	98.319	63.771
22	0.067	0.003	0.054	10.991	99.177	98.373	74.762
23	0.058	0.075	1.043	2.651	99.252	99.416	77.412
24	0.054	0.003	0.031	20.271	99.255	99.447	97.683
25	0.034	0.114	0.002	0.003	99.369	99.449	97.686

4.3 모드형상(Mode Shape)






Mode 3 T = 1.2812 sec


Mode 4 T = 0.6672 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	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	수평용량		
A1	1	241.96	80.43	81.09	220.38	2000	6층	310.6	O.K.	
	2	241.99	80.57	80.89	220.33	2000	6층	310.6	O.K.	
	3	242.12	80.77	80.98	220.46	2000	6층	310.6	O.K.	
	4	242.26	80.96	81.08	220.54	2000	6층	310.6	O.K.	
	5	242.39	81.13	81.19	220.58	2000	6층	310.6	O.K.	
	6	242.51	81.30	81.29	220.60	2000	6층	310.6	O.K.	
	7	242.64	81.45	81.39	220.58	2000	6층	310.6	O.K.	
	8	242.76	81.57	81.48	220.48	2000	6층	310.6	O.K.	
	9	242.81	81.59	81.32	220.09	2000	6층	310.6	O.K.	
P1	10	274.22	93.26	91.23	277.59	2000	5층	310.6	O.K.	
	11	274.39	93.47	91.33	278.01	2000	5층	310.6	O.K.	
	12	274.21	93.76	91.30	278.47	2000	5층	310.6	O.K.	
	13	273.81	94.04	91.22	278.89	2000	5층	310.6	O.K.	
	14	273.69	94.21	91.23	279.14	2000	5층	310.6	O.K.	
	15	274.02	94.21	91.41	279.10	2000	5층	310.6	O.K.	
	16	274.72	94.09	91.71	278.80	2000	5층	310.6	O.K.	
	17	275.25	93.98	91.97	278.36	2000	5층	310.6	O.K.	
	18	275.36	93.95	92.08	278.00	2000	5층	310.6	O.K.	
	19	274.29	93.20	91.23	277.59	2000	5층	310.6	O.K.	
	20	274.43	93.38	91.34	278.03	2000	5층	310.6	O.K.	
	21	274.21	93.63	91.32	278.51	2000	5층	310.6	O.K.	
	22	273.82	93.91	91.23	278.90	2000	5층	310.6	O.K.	
	23	273.73	94.10	91.25	279.08	2000	5층	310.6	O.K.	
	24	274.07	94.13	91.42	278.99	2000	5층	310.6	O.K.	
	25	274.75	94.00	91.72	278.67	2000	5층	310.6	O.K.	
	26	275.28	93.85	91.98	278.27	2000	5층	310.6	O.K.	
	27	275.36	93.79	92.08	277.95	2000	5층	310.6	O.K.	
A2	28	242.01	75.59	80.83	216.92	2000	6층	310.6	O.K.	
	29	242.23	75.61	81.25	217.35	2000	6층	310.6	O.K.	
	30	242.37	75.53	81.40	217.51	2000	6층	310.6	O.K.	
	31	242.50	75.43	81.53	217.58	2000	6층	310.6	O.K.	
	32	242.62	75.32	81.66	217.62	2000	6층	310.6	O.K.	
	33	242.74	75.21	81.78	217.64	2000	6층	310.6	O.K.	
	34	242.86	75.08	81.91	217.63	2000	6층	310.6	O.K.	
	35	242.99	74.94	82.05	217.56	2000	6층	310.6	O.K.	
	36	243.23	74.85	82.55	217.67	2000	6층	310.6	O.K.	

※응답수정계수 나누기 전의 값임.

2) 받침변위 (mm)

PIER NO	부재	COM1		COM2		교량받침			검토	비고
		교축	교직	교축	교직	수직용량	구분	허용변위		
A1	1	86.45	29.43	31.18	77.15	2000	6층	108	O.K.	
	2	86.47	29.45	31.11	77.10	2000	6층	108	O.K.	
	3	86.52	29.50	31.14	77.13	2000	6층	108	O.K.	
	4	86.57	29.55	31.18	77.15	2000	6층	108	O.K.	
	5	86.62	29.59	31.22	77.16	2000	6층	108	O.K.	
	6	86.67	29.63	31.25	77.16	2000	6층	108	O.K.	
	7	86.72	29.67	31.29	77.16	2000	6층	108	O.K.	
	8	86.77	29.70	31.32	77.13	2000	6층	108	O.K.	
	9	86.78	29.70	31.26	77.00	2000	6층	108	O.K.	
P1	10	77.12	27.38	26.55	79.97	2000	5층	90	O.K.	
	11	77.19	27.43	26.61	80.06	2000	5층	90	O.K.	
	12	77.15	27.45	26.60	80.15	2000	5층	90	O.K.	
	13	77.04	27.47	26.55	80.22	2000	5층	90	O.K.	
	14	77.02	27.52	26.56	80.28	2000	5층	90	O.K.	
	15	77.16	27.60	26.65	80.30	2000	5층	90	O.K.	
	16	77.41	27.67	26.80	80.27	2000	5층	90	O.K.	
	17	77.61	27.69	26.92	80.19	2000	5층	90	O.K.	
	18	77.67	27.70	26.96	80.12	2000	5층	90	O.K.	
	19	77.14	27.33	26.55	79.97	2000	5층	90	O.K.	
	20	77.20	27.40	26.61	80.07	2000	5층	90	O.K.	
	21	77.15	27.45	26.60	80.17	2000	5층	90	O.K.	
	22	77.04	27.46	26.56	80.23	2000	5층	90	O.K.	
	23	77.03	27.47	26.56	80.26	2000	5층	90	O.K.	
	24	77.17	27.49	26.65	80.24	2000	5층	90	O.K.	
	25	77.42	27.54	26.80	80.20	2000	5층	90	O.K.	
	26	77.61	27.61	26.93	80.15	2000	5층	90	O.K.	
	27	77.67	27.63	26.96	80.09	2000	5층	90	O.K.	
A2	28	86.49	27.44	31.12	75.92	2000	6층	108	O.K.	
	29	86.57	27.47	31.27	76.07	2000	6층	108	O.K.	
	30	86.63	27.47	31.32	76.12	2000	6층	108	O.K.	
	31	86.68	27.46	31.36	76.15	2000	6층	108	O.K.	
	32	86.73	27.46	31.40	76.17	2000	6층	108	O.K.	
	33	86.77	27.44	31.45	76.19	2000	6층	108	O.K.	
	34	86.82	27.43	31.49	76.20	2000	6층	108	O.K.	
	35	86.87	27.41	31.54	76.19	2000	6층	108	O.K.	
	36	86.96	27.42	31.70	76.26	2000	6층	108	O.K.	

3) 기둥에 작용하는 탄성지진력

구분		Frame	LOAD	교축방향		변위(m)	교직방향		변위(m)
				전단력 (KN)	모멘트 (KN-		전단력 (KN)	모멘트 (KN-	
P1 (좌측)	상단	P1A	COMBO1	2777.85	3517.65	0.009	1204.83	2597.46	0.003
		P1A	COMBO2	1208.04	2568.27	0.009	2819.23	3551.25	0.003
	하단	P1B	COMBO1	2857.84	15259.82		1173.27	5285.91	
		P1B	COMBO2	1323.95	6946.70		2798.99	10839.36	
P2	상단	P1C	COMBO1	2594.88	3652.99	0.004	1052.18	2262.94	0.005
		P1C	COMBO2	1056.08	2496.59	0.004	2570.30	2863.29	0.005
	하단	P1D	COMBO1	2619.14	14604.99		1013.55	4928.14	
		P1D	COMBO2	1061.09	6408.78		2544.13	10313.12	

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.

$$\Delta l i = d + \Delta ls + \Delta ls + 0.4\Delta lt$$

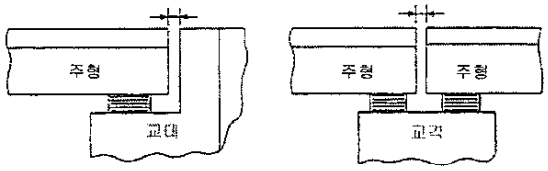
여기서, Δli : 상부구조의 여유간격
d : 지반에 대한 상부구조의 총변위 (di + dsub)
Δls : 콘크리트의 건조수축에 의 한 이동량 (mm)
Δlc : 콘 크라트의 크리프에 의한 이동량 (mm)
Δlt : 온도변화에 의한 이동량 (mm)
(Δls 와 Δlc 는 수축량이므로 고려하지 않음)

- 상부구조의 여유간격 검토

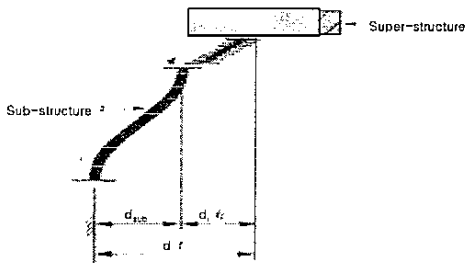
상부구조의 여유간격은 도로교설계기준 2.4.1.3 page.42에서 규정하는 여유량을 고려한 가동받침의 이동량보다 커야 하며, 또한 교축직각방향의 지진시 변위에 의한 인접상부구조 및 주요구조부재간의 충돌 가능성이 있을 때는 이를 방지하기 위한 여유간격을 설치한다.

(단위:mm)

구 분	상부구조의 총변위 (d)		상부변위	온도변위	여유간격	설치유간	검토결과
	발침변위	교각변위					
	(di)	(dsub)	(di+dsub)	(Δlt)	(Δli)		
A1	86.78	0.00	86.78	20.11	94.83	130	O.K
A2	86.96	0.00	86.96	20.09	94.99	130	O.K



<그림> 상부구조의 여유간격



<그림> 지반에 대한 상부구조의 총변위 (d = di + dsub)

17. 서오창 IC Ramp-A1교

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

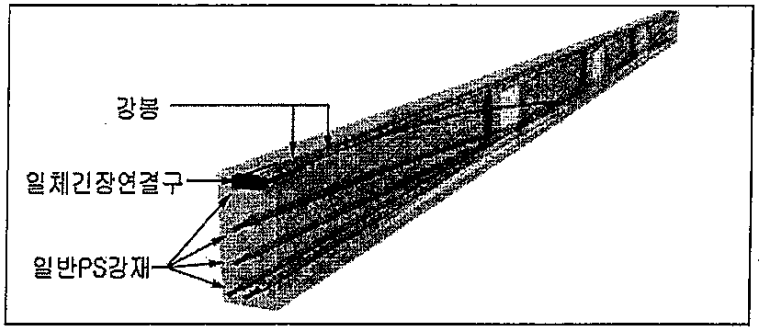
1. 설 계 개 요

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

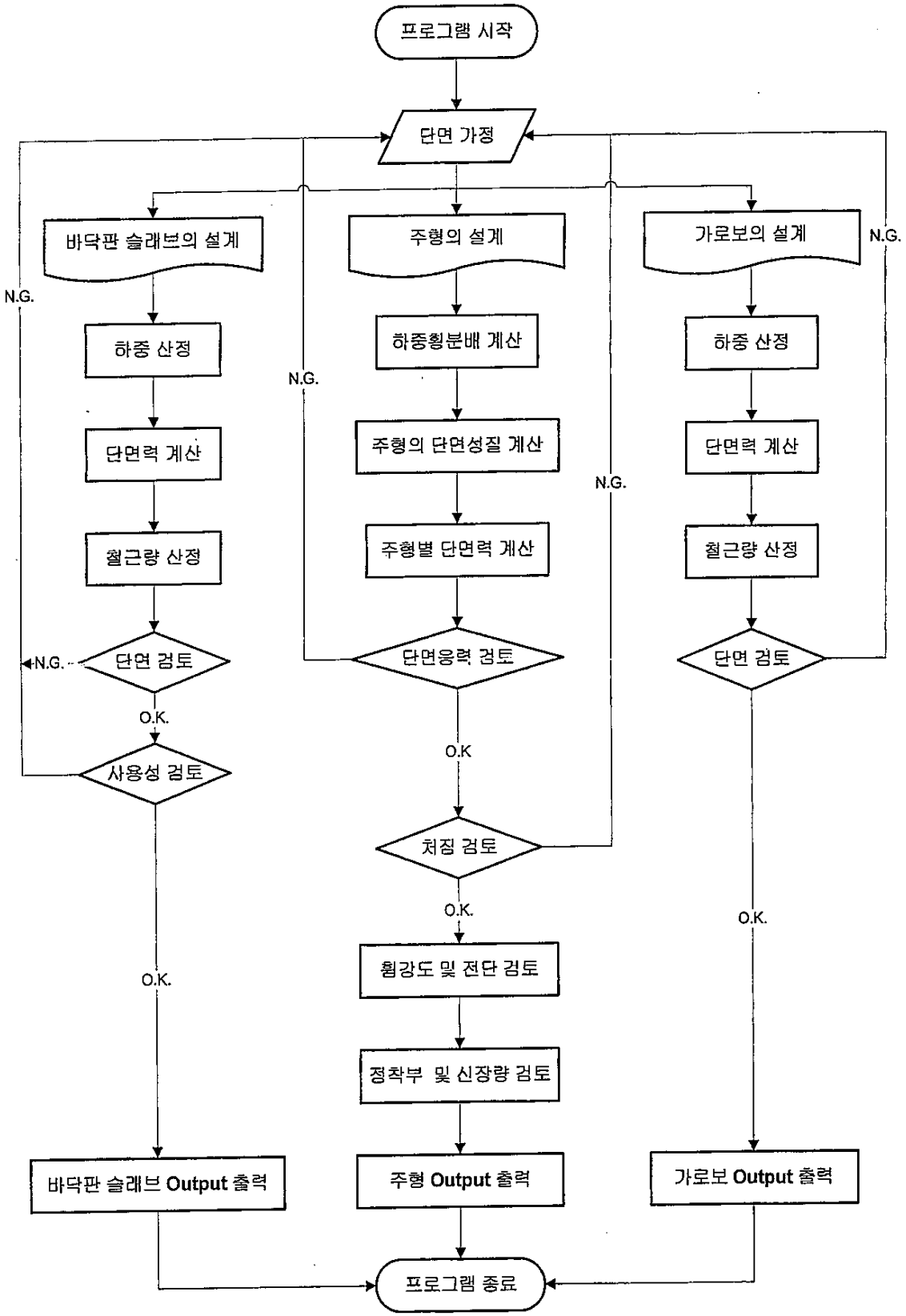
(2) 사용프로그램

- 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
N.G.
단면 검토
단면응력 검토
단면 검토
O.K.
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 : 서오창IC RAMP-A1교
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

(1) 슬래브 전장 : 50.000 m
(2) 거 더 전 장 : 49.900 m
(3) 설 계 지 간 : 49.000 m
(4) 교 량 폭 원 : 19.200 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 + 49) = 0.169 ≤ 0.300

(3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2

거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

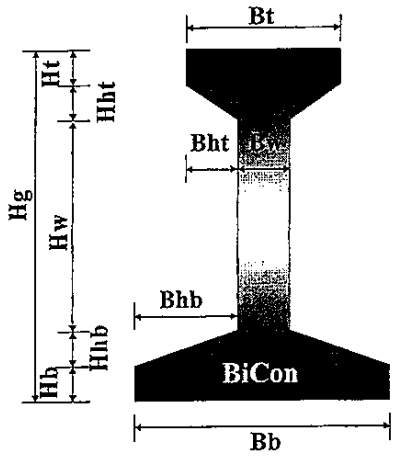
L / 800 = 0.0613 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

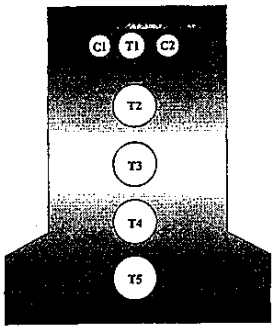
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

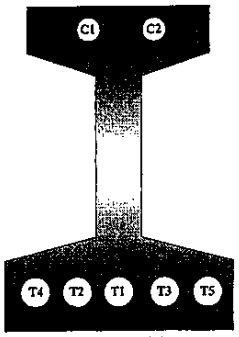
(4) 단부블록크기 : 700 mm

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	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-650kN	-650kN	1300kN	3260kN	3260kN	3260kN	3260kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2475mm	2475mm	2475mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2475mm	2475mm	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.

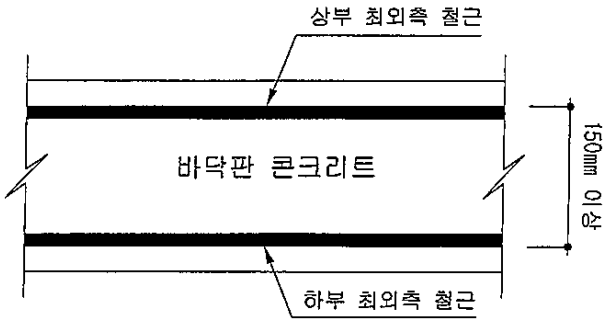
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 2.000 m / 0.240 m = 8.333 ≤ 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.

2.000 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

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

(9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27㎫a 이상인 경우 적용한다.

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

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

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

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

※ 경험적 설계법 적용구간

구분	캔틸레버 구간	캔틸레버 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)	0.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)	0.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)	0.K

하부 철근량

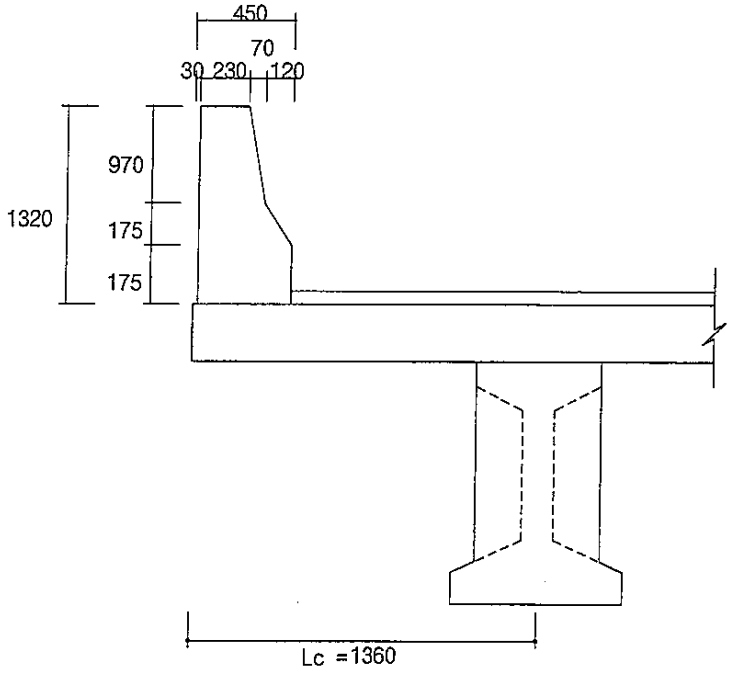
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

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

			Σ	=	794.400 mm^2	(N = 4)	0.K

4.2 캔틸레버 부(좌측)

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

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

L = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 238.800 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	0.394	25.000	9.850	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
포 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

(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)

(50 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 7.708 kN/m

Mco1 = 7.708 × 1.0 = 7.708 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) = 11.700 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

분의수	단일지간	보스지간
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 ° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(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	계수하중 M (kN·m)	사용하중 M (kN·m)	비 고
Case 1	56.790	30.584	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	41.689	33.554	
Case 4	39.759	30.584	
Case 5	40.086	33.554	
Case 6	54.969	42.284	
Case 7	30.522	25.435	

④ 적용하중

구 분	M (kN·m)	비 고
계수하중	56.790	
사용하중	42.284	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 56789999.1 (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 - 56789999.1 = 0 에서

As(req) = 973.858 (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) = 973.858

② As(min) = 630.000 ∴ As = 973.858 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1298.477

(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

φf · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 91.703 kN · m

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

∴ φf · Mn = 91.703 kN · m > Mu = 56.790 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 = 0.96 × 1000 / 10 = 96 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96mm) ---------- 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 = 42.284 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 161.301 MPa

Fsmax (=161.301 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 / 161.3) - 2.5 × 52.00 = 358.218 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 161.3) = 390.574 mm

Sa는 작은 값인 358.218 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 358.218 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

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 76.435 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 = 652.485 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) = 652.485 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 652.485 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	11.700	
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			99.869	
Case 2	1.3		1.3		28.921	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		81.017	
Case 5	1.2		1.2	1.2	30.260	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 99868898.2 (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 = 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 - 99868898.2 = 0 에서

As(req) = 1786.337 (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) = 1786.337

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2381.783

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1947.716

∴ As = 1947.716 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

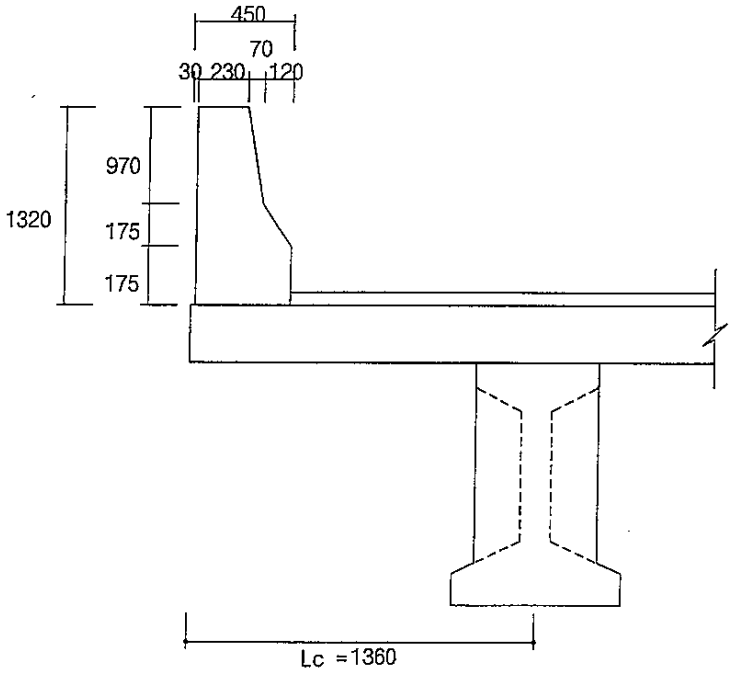
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ ϕ_f · Mn = 131.009 kN · m > Mu = 99.869 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 = 0.210 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 238.80 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 238.800 mm ---------- O.K

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m²)	단위중량 (kN/m³)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
고 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

(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)

(50 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 7.708 kN/m

Mco1 = 7.708 × 1.0 = 7.708 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) = 11.700 kN·m

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

각 형 부 재	풍상측부재(MPa)	지하위치(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° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(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	계수하중 M (kN·m)	사용하중 M (kN·m)	비 고
Case 1	56.790	30.584	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	41.689	33.554	
Case 4	39.759	30.584	
Case 5	40.086	33.554	
Case 6	54.969	42.284	
Case 7	30.522	25.435	

④ 적용하중

구 분	M (kN·m)	비 고
계수하중	56.790	
사용하중	42.284	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 56789999.1 (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 - 56789999.1 = 0 에서

As(req) = 973.858 (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) = 973.858

② As(min) = 630.000 ∴ As = 973.858 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1298.477

(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

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 91.703 kN · m

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

∴ ϕ_f · Mn = 91.703 kN · m > Mu = 56.790 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 = 0.96 × 1000 / 10 = 96 mm

Tcan (240mm) > Tmin (96mm) ---------- 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 = 42.284 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

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 161.301 MPa

Fsmax (=161.301 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 / 161.3) - 2.5 × 52.00 = 358.218 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 161.3) = 390.574 mm

Sa는 작은 값인 358.218 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 358.218 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

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 76.435 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 = 652.485 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) = 652.485 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 652.485 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	Ml	20.037	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			99.869	
Case 2	1.3		1.3		28.921	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		81.017	
Case 5	1.2		1.2	1.2	30.260	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 99868898.2 (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 = 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 - 99868898.2 = 0 에서

As(req) = 1786.337 (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) = 1786.337

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2381.783

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1947.716

∴ As = 1947.716 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

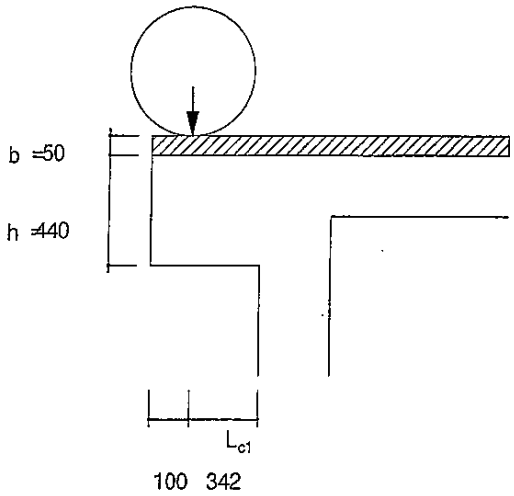
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 131.009 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 42.275 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 131.009 kN · m > Mu = 99.869 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 + 0.342 = 0.442 m

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

$MD = Wd \times L_c^2 / 2$ = 1.197 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

$i = 15 / (40 + L_{c1})$ = 0.039 ≤ 0.300 ∴ i = 0.039

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.342 + 0.98 = 1.100 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 38.812 kN · m

(3) 하중조합

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

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 85.001 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 85001471.1 (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 - 85001471.1 = 0 에서

As(req) = 1046.571 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0042

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1046.571

② As(min) = 868.000 ∴ As = 1046.571 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1395.428

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

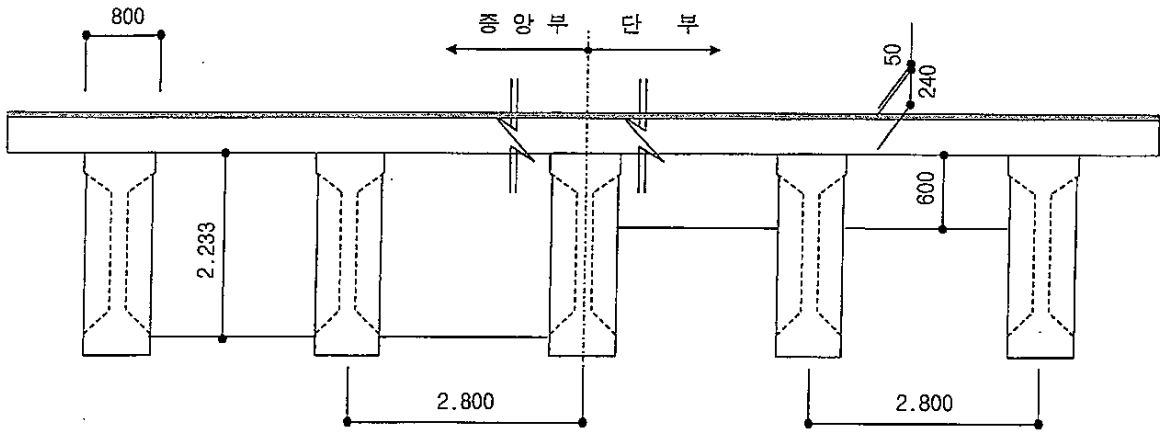
(4) 설계휨강도

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 = 85.001 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

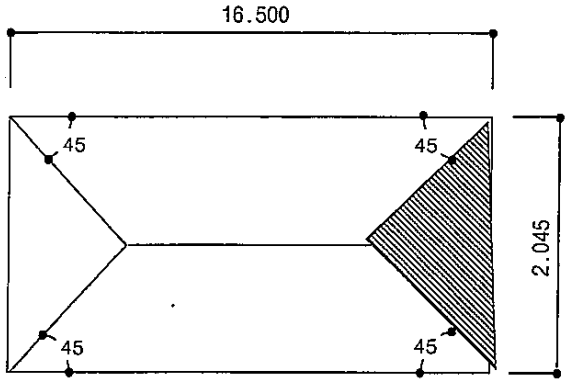
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.800 m

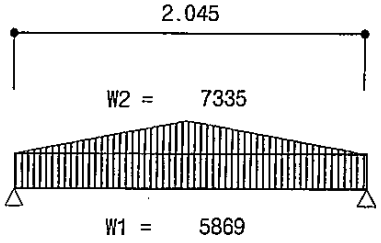
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.800 − 0.800 = 2.000 m

교량사각 : 102.0 ° 가로보 사지간 2.000 ÷ SIN (102.0) = 2.045 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (102.0) = 0.391 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (102.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 5869 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.022 × 2500 + 0.050 × 1.022 × 2350) × 10 = 7335 N/m

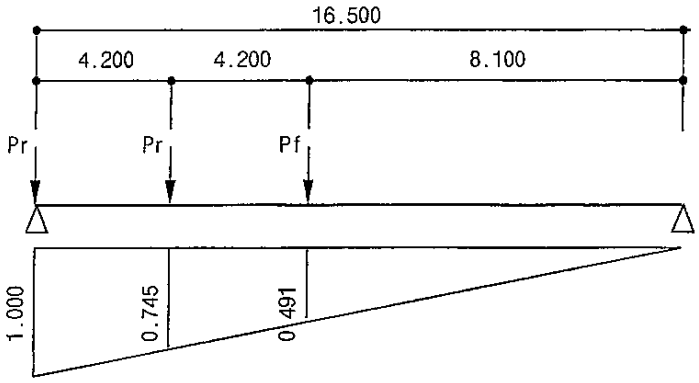
작용 단면력

Rad = 5869 × 2.045 × 1/2 + (2.045 × 7335 × 1/2) × 1/2 = 9750 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5869 \times 2.045^2}{8} + \frac{7335 \times 2.045^2}{12} = 5623 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



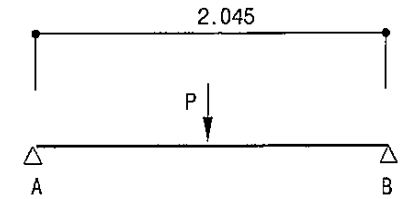
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 \quad < 0.3$$

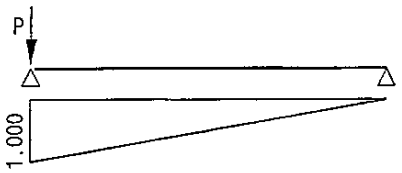
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.745) + 18.0 \times 0.491)\} \times 1.265 = 170.219 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{170.219 \times 2.045}{4}$$

$$= 87.011 \ kN \cdot m$$



RAl = 170.219 × 1.000 = 170.219 kN

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구분	단위	단순보 반력	
		고정하중	활하중
Md	kN · m	5.623	87.011
Vd	kN	9.750	170.219

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.623 + 2.150 \times 87.011 = 194.383\ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 9.750 + 2.150 \times 170.219 = 378.646\ kN \cdot m$

3) 휨 검토

[설계조건]

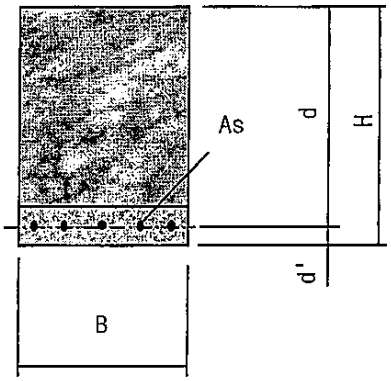
fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 194.383 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

= 194383000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,011.7 ㎟ 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 = 1,348.9 ㎟ 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 = 194.383 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.045 ÷ 0.770 = 2.655 < 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 = 378.646 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 = 378.646 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm 0.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm 0.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.655}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.655}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 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 = 378.646 kN 0.K.

4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

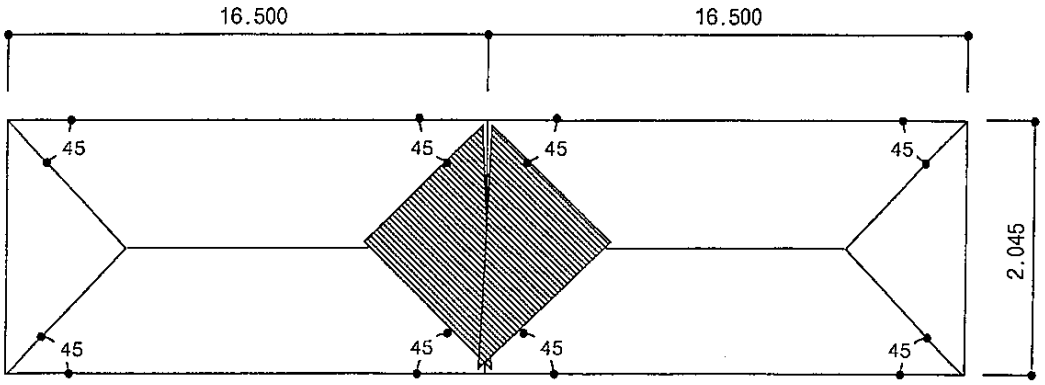
빔 높 이 : 2.233 m　　주 빔 간 격 : 2.800 m

빔 폭 : 0.300 m　　가로보 순지간 : 2.800 − 0.800 = 2.000 m

교량사각 : 102.0 °　　가로보 사지간 : 2.000 ÷ SIN (102.0) = 2.045 m

2)작용하중

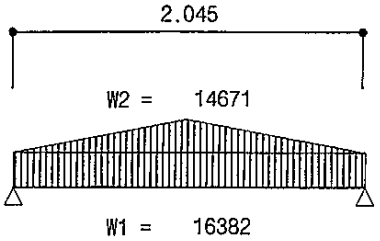
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (102.0) = 0.293 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (102.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 16382 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.045 × 2500 + 0.050 × 2.045 × 2350) × 10 = 14671 N/m



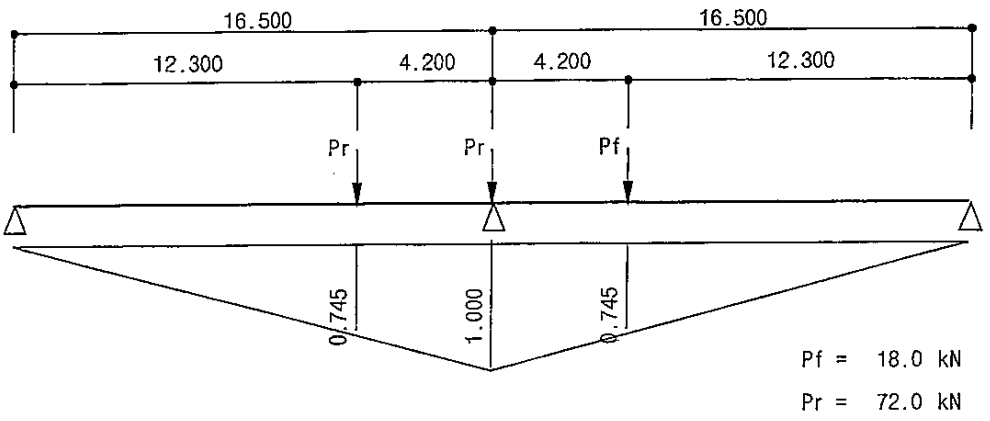
작용 단면력

Rad = 16382 × 2.045 × 1/2 + (2.045 × 14671 × 1/2) × 1/2 = 24247 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{16382 \times 2.045^2}{8} + \frac{14671 \times 2.045^2}{12} = 13672 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

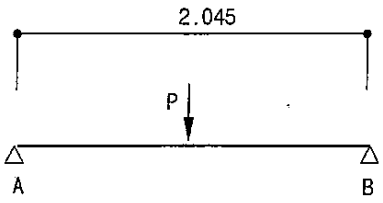
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 < 0.3$$

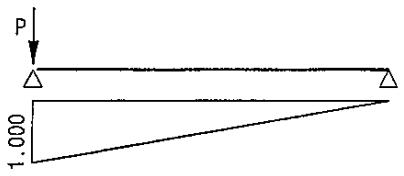
$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.745) + 18.0 \times 0.745)\} \times 1.265 = 175.966 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{175.966 \times 2.045}{4}$$

$$= 89.949 \ kN \cdot m$$



$$RA_l = 175.966 \times 1.000 = 175.966 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

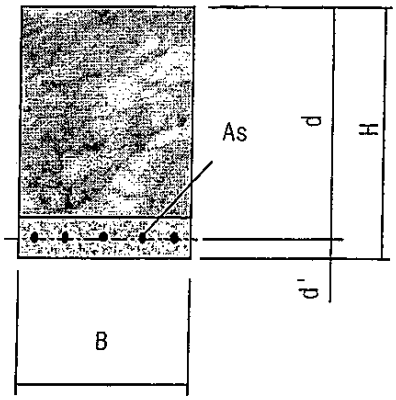
부 재 력	단 위	고정하중	활하중
Mu	kN · m	13.672	89.949
Vu	kN	24.247	175.966

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 13.672 + 2.150 \times 89.949 = 211.164 \ kN \cdot m$$

$$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 24.247 + 2.150 \times 175.966 = 409.840 \ kN \cdot m$$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 211.164 kN·m

b = 300.0 mm h = 2473.0 mm

d' = 70.0 mm d = 2403.0 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 × (2403 - 37.533) / 37.533

= 0.1891

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 + 612765 As

= 211164000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 345.7 ㎟ 이상이어야 하며,

최소철근량 Asmin = 0.25 √fck / fy ×b × d = 3,121.6 ㎟ 와

Asmin = 1.4 / fy × b × d = 3,364.2 ㎟ 중에서 큰 값 이상이거나,

Asmin = Asreq × 4/3 = 460.9 ㎟ 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) = 0.00141 < Pmax = 0.643 Pb = 0.02787 O.K.

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

Max. c = 0.75 ×600/(600 + fy) ×d = 1201.50 mm > c = a/0.85 = 51.95 mm

Max. a = 0.85 ×c = 1021.28 mm > a = fy As/(0.85 fck b) = 44.16 mm

jd = d - a/2 = 2380.92 mm

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

$\Phi Mn = \Phi fy\ As\ jd =$ 615.271 kN・m > Mu = 211.164 kN・m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.045 ÷ 2.403 = 0.851 < 4

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2)최대 전단강도

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

$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 1997.817 kN > Su = 409.848 kN 0.K

(3)콘크리트가 부담하는 전단강도

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

$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3}$

= 499.454 kN > Su = 409.848 kN 0.K.

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 200 mm < d/5 = 480.6 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 = 481 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)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.851}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.851}{12} \right) \right] \times 300 \times 2403.0$$

= 1145.366 kN

- 공칭전단강도

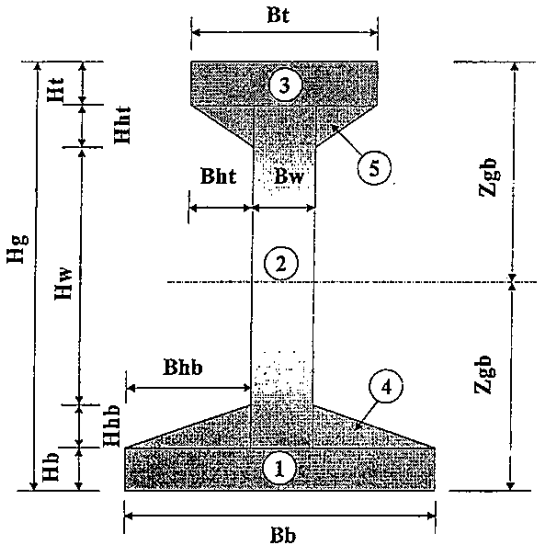
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 kN < 1997.817 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1644.820 > Vu = 409.848 kN 0.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

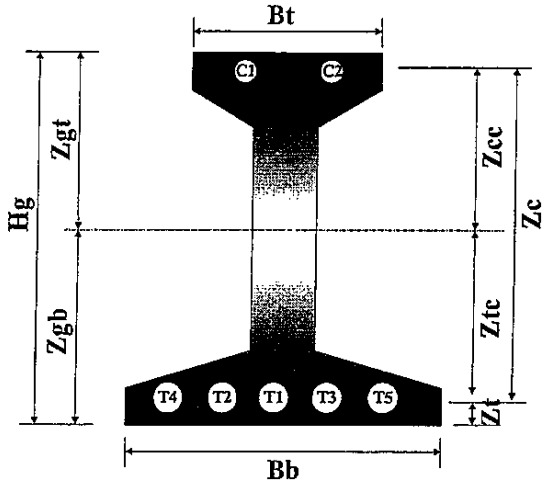


< 단위 : m >

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 × 2.100	0.42000	1.350	0.56700	0.76545	0.154350
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.500	0.40000	1.00000	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	2.350	0.10575	0.24851	0.000056
Σ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.105502 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.494498 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zgb² 0.913970 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	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
Σ		0.00475	2.475	0.01176	0.02911	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

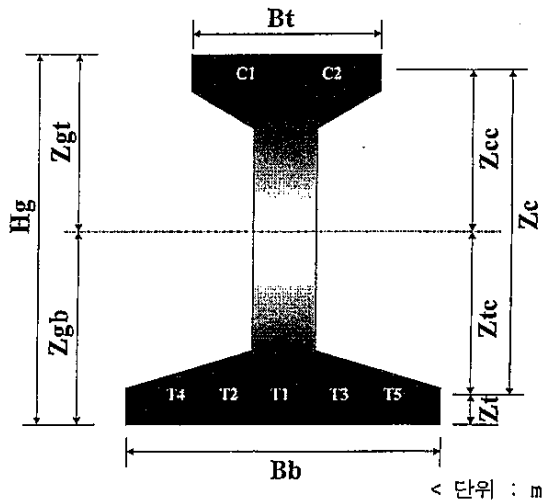
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 순단면 < 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z²	Io
총 단 면	1.04500	1.106	1.15525	1.27713	0.913970
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.475	-0.01176	-0.02911	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02930	0.124	-0.00362	-0.00045	-0.000014
Σ	1.01095	1.128	1.13987	1.24758	0.913955

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.127517 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.472483 m
- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.347483 m
- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.003830 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.876314 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉 < 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z²	Io
C1	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
Σ		0.00251	2.475	0.00622	0.01540	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	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
Σ		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.7302E-06 m⁴

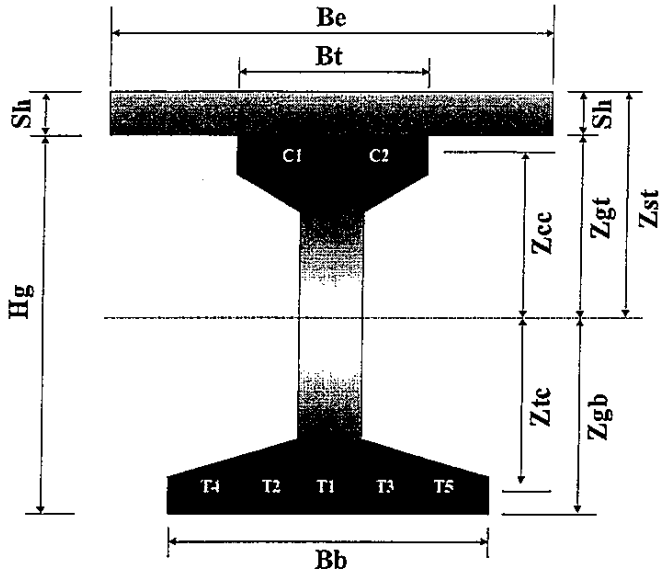
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
순 단 면	1.000	1.01095	1.128	1.13987	1.28522	0.876314
PS 강봉	6.474	0.01628	2.475	0.04028	0.09970	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06375	0.124	0.00791	0.00098	1.120E-05
Σ		1.09098	1.089	1.18805	1.38590	0.876327

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.088977 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.511023 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.386023 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.964963 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.968459 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.368 m

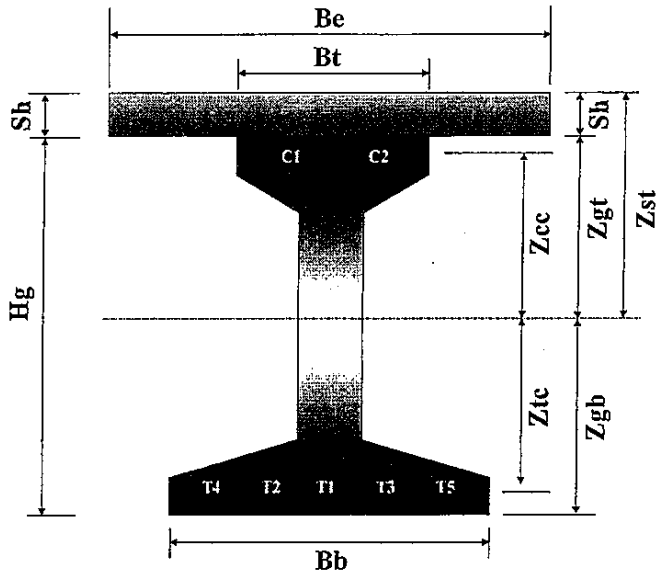
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.451	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.808	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.668	m
압축플렌지의 유효폭(최소값)	=	2.668	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.57629	2.720	1.56750	4.26361	0.002766
Σ		1.66727	1.653	2.75556	5.55737	0.971226

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.652736 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.947264 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.822264 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.528722 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.187264 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 = 1.974389 m^4

5.4.2 G2~G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

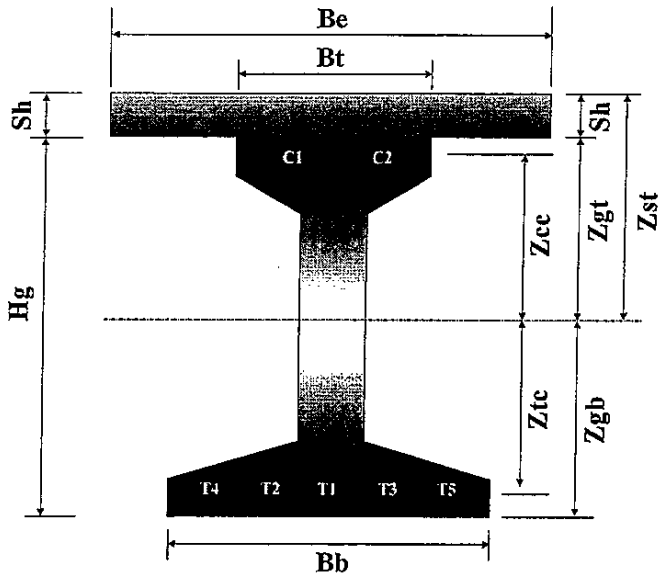
거더 경간의 1/4	=	12.25	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.800	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.800	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	$A \times z^2$	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.60480	2.720	1.64506	4.47455	0.002903
Σ		1.69578	1.671	2.83311	5.76832	0.971362

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.670680 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.929320 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.804320 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.546666 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.169320 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + $\Sigma(A \times y^2)$ - $\Sigma A \times zgb^2$ = 2.006456 m^4

5.4.3 G7 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.234 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.317	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.674	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.534	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.534	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.54734	2.720	1.48878	4.04947	0.002627
Σ		1.63833	1.634	2.67683	5.34323	0.971087

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.633881 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.966119 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.841119 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.509867 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.206119 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.940699 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	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.66727	1.974389	1.187	0.947	-1.653	0.822	-1.529

5.5.2 G2~G6 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.69578	2.006456	1.169	0.929	-1.671	0.804	-1.547

5.5.3 G7 거더

< 단위 : m >

구 분	A	Iyy	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.63833	1.940699	1.206	0.966	-1.634	0.841	-1.510

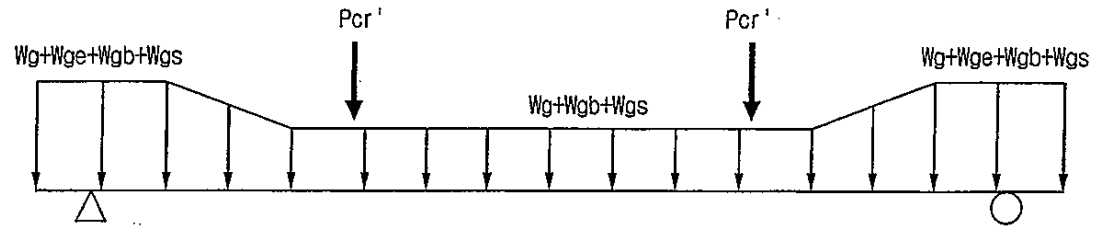
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분		산 출 근 거										
거더본체	(Wg)	Anet×wgc	=	1.011	×	25000					=	25274 N/m
단부보강	(Wge)	Avar×wgc	=	1.135	×	25000					=	28375 N/m
가 로 보	(Pcr')	Avar×Lcr×wgc×ea	=	1.135	×	1	×	25000	×	1 EA	=	17025 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	×	16 EA			=	705 N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.668 × 25000 = 16008 N/m

(2) G2~G6 거더 : 0.240 × 2.800 × 25000 = 16800 N/m

(3) G7 거더 : 0.240 × 2.534 × 25000 = 15204 N/m

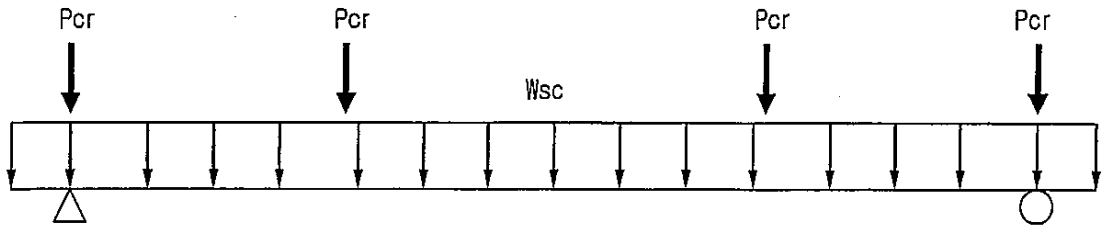
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.40 × 25000 = 23450 N

(2) G2~G6 거더 : 0.300 × 2.233 × 2.80 × 25000 = 46900 N

(3) G7 거더 : 0.300 × 2.233 × 1.40 × 25000 = 23450 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 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/㎡

(4) 기타 하중

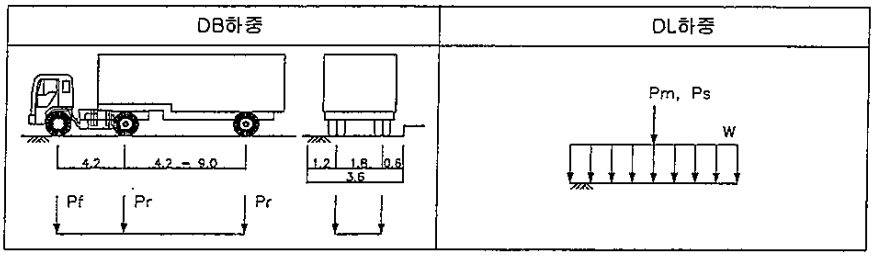
	위치	하중크기
1) 중분대	11.400m	10540N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 5 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)	2.000416	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026980	0.003911
요소 중심간격(V)	2.800	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 9.601m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 49.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 21438.714

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 1.007$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 123.883

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

(3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (Dx + Dy) / 2\sqrt{(Cx \times Cy)} = 0.104$

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

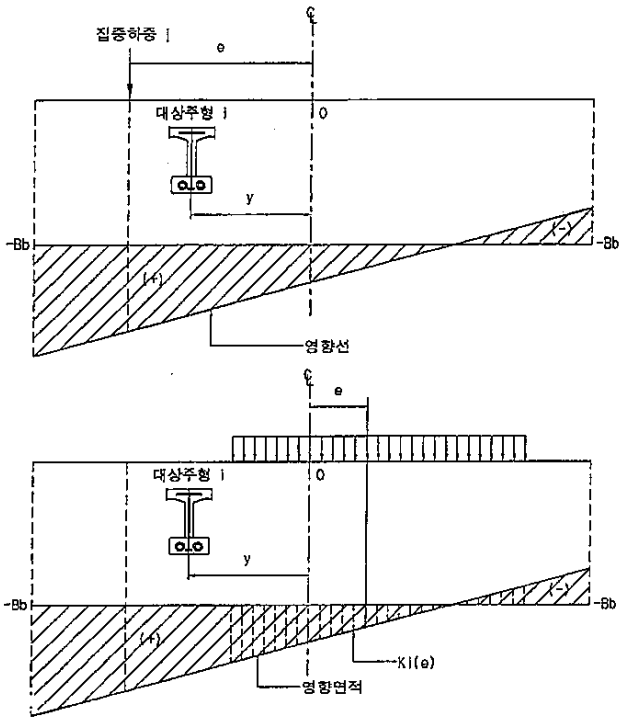
· 매트릭스 $[E]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

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	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
	위치(m)	8.333	5.533	2.733	-0.067	-2.867	-5.667	-8.467	(Σ)
-1.00×Bb	-9.601	0.006	-0.017	-0.037	-0.035	0.042	0.283	0.759	1.000
-0.75×Bb	-7.201	-0.006	-0.008	0.002	0.046	0.153	0.328	0.485	1.000
-0.50×Bb	-4.801	-0.016	0.008	0.054	0.143	0.264	0.313	0.234	1.000
-0.25×Bb	-2.400	-0.017	0.043	0.133	0.251	0.307	0.209	0.075	1.000
0.00×Bb	0.000	0.006	0.112	0.235	0.311	0.229	0.106	0.001	1.000
0.25×Bb	2.400	0.081	0.215	0.310	0.246	0.128	0.040	-0.020	1.000
0.50×Bb	4.801	0.241	0.318	0.261	0.139	0.052	0.006	-0.017	1.000
0.75×Bb	7.201	0.492	0.328	0.150	0.044	0.001	-0.009	-0.006	1.000
1.00×Bb	9.601	0.769	0.280	0.037	-0.038	-0.038	-0.017	0.007	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 8.333	G2 5.533	G3 2.733	G4 -0.067	G5 -2.867	G6 -5.667	G7 -8.467	합계 (Σ)
방호벽(좌)	9.416	0.748	0.283	0.045	-0.032	-0.035	-0.016	0.006	1.000
방호벽(우)	-9.416	0.005	-0.016	-0.034	-0.029	0.050	0.286	0.739	1.000
콘크리트포장	0.000	2.405	2.645	2.773	2.804	2.750	2.595	2.330	18.302
중분대	-1.799	-0.015	0.057	0.157	0.275	0.296	0.181	0.049	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 8.333	G2 5.533	G3 2.733	G4 -0.067	G5 -2.867	G6 -5.667	G7 -8.467	합계 (Σ)
DB1	7.651	1.089	0.635	0.257	0.057	-0.013	-0.020	-0.007	2.000
DB2	4.651	0.470	0.613	0.525	0.293	0.115	0.018	-0.033	2.000
DB3	1.651	0.111	0.364	0.577	0.542	0.319	0.118	-0.030	2.000
DB4	-3.708	-0.035	0.045	0.177	0.385	0.582	0.535	0.312	2.000
DB5	-6.708	-0.016	-0.011	0.024	0.131	0.353	0.656	0.862	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 8.333	G2 5.533	G3 2.733	G4 -0.067	G5 -2.867	G6 -5.667	G7 -8.467	합계 (Σ)
DL1	7.651	0.545	0.319	0.128	0.028	-0.007	-0.010	-0.003	1.000
DL2	4.651	0.228	0.313	0.267	0.146	0.055	0.008	-0.017	1.000
DL3	1.651	0.050	0.181	0.296	0.276	0.158	0.057	-0.017	1.000
DL4	-3.708	-0.018	0.020	0.086	0.192	0.300	0.270	0.149	1.000
DL5	-6.708	-0.008	-0.006	0.011	0.065	0.177	0.334	0.428	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DB1	1.089	0.635	0.257	0.057	-0.013	-0.020	-0.007	2.000
DB2	0.470	0.613	0.525	0.293	0.115	0.018	-0.033	2.000
DB3	0.111	0.364	0.577	0.542	0.319	0.118	-0.030	2.000
DB4	-0.035	0.045	0.177	0.385	0.582	0.535	0.312	2.000
DB5	-0.016	-0.011	0.024	0.131	0.353	0.656	0.862	2.000
DB12	1.559	1.248	0.783	0.351	0.102	-0.002	-0.040	4.000
DB13	1.200	0.999	0.834	0.599	0.306	0.098	-0.037	4.000
DB14	1.055	0.679	0.434	0.442	0.569	0.515	0.306	4.000
DB15	1.074	0.624	0.282	0.189	0.340	0.636	0.855	4.000
DB23	0.580	0.977	1.102	0.835	0.434	0.136	-0.063	4.000
DB24	0.435	0.657	0.702	0.678	0.696	0.553	0.279	4.000
DB25	0.454	0.602	0.550	0.425	0.468	0.674	0.828	4.000
DB34	0.076	0.408	0.753	0.926	0.901	0.653	0.282	4.000
DB35	0.095	0.353	0.601	0.673	0.672	0.775	0.832	4.000
DB45	-0.050	0.034	0.201	0.516	0.935	1.191	1.174	4.000
DB123	1.502	1.450	1.224	0.803	0.379	0.105	-0.063	5.400
DB124	1.372	1.163	0.863	0.662	0.615	0.479	0.245	5.400
DB125	1.389	1.113	0.726	0.434	0.410	0.589	0.739	5.400
DB134	1.049	0.939	0.910	0.885	0.799	0.570	0.248	5.400
DB135	1.066	0.889	0.773	0.657	0.593	0.679	0.743	5.400
DB145	0.935	0.602	0.412	0.516	0.830	1.054	1.051	5.400
DB234	0.491	0.919	1.151	1.097	0.914	0.604	0.224	5.400
DB235	0.508	0.869	1.014	0.870	0.708	0.713	0.718	5.400
DB245	0.377	0.582	0.654	0.728	0.944	1.088	1.027	5.400
DB345	0.054	0.358	0.700	0.952	1.128	1.178	1.030	5.400
DB1234	1.226	1.242	1.152	0.958	0.752	0.488	0.182	6.000
DB1235	1.240	1.201	1.038	0.768	0.580	0.579	0.594	6.000
DB1245	1.131	0.961	0.738	0.650	0.778	0.892	0.851	6.000
DB1345	0.862	0.774	0.776	0.836	0.931	0.967	0.853	6.000
DB2345	0.397	0.758	0.977	1.013	1.026	0.995	0.833	6.000
DB12345	1.214	1.234	1.170	1.056	1.017	0.980	0.828	7.500

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DL1	0.545	0.319	0.128	0.028	-0.007	-0.010	-0.003	1.000
DL2	0.228	0.313	0.267	0.146	0.055	0.008	-0.017	1.000
DL3	0.050	0.181	0.296	0.276	0.158	0.057	-0.017	1.000
DL4	-0.018	0.020	0.086	0.192	0.300	0.270	0.149	1.000
DL5	-0.008	-0.006	0.011	0.065	0.177	0.334	0.428	1.000
DL12	0.773	0.633	0.395	0.174	0.049	-0.003	-0.021	2.000
DL13	0.595	0.500	0.424	0.304	0.151	0.046	-0.021	2.000
DL14	0.527	0.340	0.215	0.220	0.293	0.260	0.146	2.000
DL15	0.537	0.313	0.139	0.092	0.170	0.324	0.424	2.000

DL23	0.278	0.494	0.563	0.421	0.214	0.064	-0.034	2.000
DL24	0.210	0.334	0.353	0.338	0.355	0.278	0.132	2.000
DL25	0.220	0.307	0.278	0.210	0.232	0.342	0.410	2.000
DL34	0.032	0.201	0.382	0.468	0.458	0.327	0.132	2.000
DL35	0.042	0.175	0.307	0.340	0.335	0.391	0.410	2.000
DL45	-0.026	0.014	0.097	0.257	0.476	0.604	0.577	2.000
DL123	0.741	0.732	0.622	0.404	0.186	0.048	-0.034	2.700
DL124	0.679	0.588	0.433	0.329	0.313	0.241	0.116	2.700
DL125	0.688	0.564	0.366	0.214	0.203	0.298	0.366	2.700
DL134	0.519	0.469	0.460	0.446	0.406	0.285	0.116	2.700
DL135	0.528	0.445	0.392	0.331	0.295	0.342	0.366	2.700
DL145	0.467	0.301	0.203	0.256	0.423	0.535	0.516	2.700
DL234	0.234	0.463	0.584	0.552	0.462	0.301	0.103	2.700
DL235	0.243	0.439	0.517	0.437	0.351	0.359	0.354	2.700
DL245	0.182	0.295	0.328	0.362	0.479	0.551	0.504	2.700
DL345	0.021	0.176	0.354	0.479	0.571	0.595	0.504	2.700
DL1234	0.604	0.626	0.583	0.481	0.380	0.243	0.084	3.000
DL1235	0.611	0.606	0.527	0.385	0.288	0.291	0.292	3.000
DL1245	0.560	0.486	0.369	0.323	0.394	0.451	0.417	3.000
DL1345	0.426	0.386	0.391	0.420	0.471	0.488	0.417	3.000
DL2345	0.189	0.381	0.495	0.509	0.518	0.501	0.407	3.000
DL12345	0.598	0.621	0.591	0.530	0.512	0.494	0.404	3.750

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	5090.0	5614.9	4848.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2004.8	2171.1	2361.8	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4493.0	3759.2	4073.7		
DL 활하중	4841.5	3996.7	4382.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4841.5	3996.7	4382.3		
합 계	20151.8	19998.2	19808.4		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	403.9	435.1	384.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	205.6	166.3	226.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	443.4	438.0	424.5		
DL 활하중	455.3	429.0	429.9		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	455.3	438.0	429.9		
합 계	1790.7	1765.2	1766.3		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN_좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	434.575	489.510	489.510	489.510	489.510	489.510	414.515	
합성후	210.238	169.045	152.285	157.653	173.903	191.912	235.438	
ADD	1395.305	1409.047	1392.287	1397.655	1413.905	1431.914	1400.445	
DB1	287.609	198.283	102.865	40.348	10.767	4.049	0.810	
DB2	151.406	179.716	155.315	95.967	46.383	17.705	6.338	
DB3	60.627	115.306	161.183	151.784	99.774	50.752	17.820	
DB4	9.775	26.668	63.133	116.696	165.694	158.949	114.454	
DB5	2.016	6.261	19.356	57.686	121.863	196.384	239.903	
DB12	438.877	377.890	257.846	135.736	53.772	17.308	6.039	
DB13	348.056	313.473	263.693	191.514	107.084	49.871	17.423	
DB14	289.082	223.323	164.799	155.984	172.828	157.580	111.994	
DB15	285.200	201.265	121.186	96.985	128.918	195.122	237.632	
DB23	212.026	294.997	316.471	247.746	146.152	68.434	24.154	
DB24	152.658	204.668	217.591	211.965	211.240	175.056	112.450	
DB25	148.780	182.633	173.981	152.968	167.330	212.599	238.088	
DB34	61.907	140.277	223.456	267.814	264.694	208.242	124.745	
DB35	58.053	118.246	179.849	208.818	220.785	245.785	250.384	
DB45	11.313	30.458	82.190	174.174	287.442	355.294	354.255	
DB123	449.522	443.862	377.096	258.737	138.120	60.825	21.387	
DB124	396.001	362.519	288.098	226.474	196.548	156.532	99.471	
DB125	392.525	342.684	248.841	173.376	157.037	190.331	212.555	
DB134	314.324	304.565	293.366	276.725	244.683	186.414	110.553	
DB135	310.850	284.733	254.131	223.627	205.171	220.191	223.633	
DB145	258.255	203.815	165.137	192.008	265.144	318.470	316.420	
DB234	191.550	287.799	340.878	327.103	279.235	202.133	110.940	
DB235	188.070	267.941	301.619	274.002	239.723	235.931	224.024	
DB245	135.477	187.025	212.646	242.384	299.696	334.189	316.806	
DB345	53.800	129.072	217.914	292.635	347.830	364.071	327.888	
DB1234	375.139	388.428	360.959	302.331	238.068	167.598	91.020	
DB1235	372.221	371.878	328.249	258.087	205.141	195.745	185.253	
DB1245	328.405	304.471	254.104	231.733	255.121	277.636	262.562	
DB1345	260.351	256.168	258.497	273.615	295.219	302.534	271.803	
DB2345	158.020	242.174	298.085	315.590	324.033	315.651	272.141	
DB12345	373.528	390.787	374.956	345.330	329.381	314.786	270.676	
DL1	292.020	195.621	106.470	45.803	13.789	5.113	0.893	
DL2	159.073	175.190	148.737	93.632	47.570	20.385	7.758	
DL3	68.172	113.311	152.168	142.400	96.274	53.210	22.579	
DL4	12.194	29.325	62.933	111.405	157.848	154.297	122.732	

DL5	2.394	7.903	22.108	60.505	121.526	191.660	246.681	
DL12	450.916	370.653	254.777	138.721	58.150	22.027	7.361	
DL13	359.948	308.763	258.113	187.363	106.657	53.736	21.859	
DL14	295.578	222.744	167.783	155.807	168.005	154.181	119.748	
DL15	289.732	200.041	127.134	104.914	131.572	191.701	244.003	
DL23	227.290	288.514	300.916	236.045	143.889	73.642	30.355	
DL24	162.346	202.241	210.563	204.118	204.354	172.618	121.861	
DL25	156.500	179.538	169.914	153.223	167.914	210.128	246.070	
DL34	71.442	140.357	213.956	252.883	253.060	205.451	136.727	
DL35	65.602	117.661	173.345	201.993	216.624	242.964	260.936	
DL45	13.912	34.845	84.623	171.654	279.283	345.910	369.276	
DL123	467.158	435.560	366.186	252.917	138.836	66.747	26.669	
DL124	408.593	357.888	284.877	224.099	193.050	155.533	107.651	
DL125	403.334	337.440	248.280	178.292	160.262	189.295	219.450	
DL134	326.811	302.171	287.930	267.991	236.912	185.093	121.041	
DL135	321.513	281.719	251.365	222.187	204.127	218.857	232.840	
DL145	264.270	204.640	170.059	194.253	260.474	311.096	329.395	
DL234	206.868	283.707	326.412	311.453	269.593	201.663	122.895	
DL235	201.615	263.265	289.854	265.652	236.809	235.428	234.694	
DL245	144.372	186.187	208.549	237.725	293.169	327.717	331.307	
DL345	62.562	130.504	211.637	281.618	336.998	357.272	344.690	
DL1234	391.130	382.991	351.487	293.187	232.275	168.179	100.728	
DL1235	386.764	365.939	321.031	255.056	204.956	196.322	193.910	
DL1245	339.048	301.722	253.251	231.750	251.918	273.228	274.370	
DL1345	270.852	255.274	255.805	268.362	288.481	297.855	285.536	
DL2345	170.954	239.940	287.921	304.583	315.711	311.698	287.130	
DL12345	389.688	386.473	367.365	338.224	323.324	311.832	285.399	
ENV	467.158	443.862	377.096	345.330	347.830	364.071	369.276	
군 종	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1862.463	1852.909	1769.383	1742.985	1761.735	1795.985	1769.721	

8.3.2 종점측(단위:kN_좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	434.575	489.510	489.510	489.510	489.510	489.510	414.515	
합성후	212.825	167.278	151.824	159.131	172.662	194.541	232.212	
ADD	1397.892	1407.280	1391.826	1399.133	1412.664	1434.543	1397.219	
DB1	289.351	195.974	102.444	40.398	10.499	3.571	0.803	
DB2	152.716	179.081	155.059	96.071	45.895	16.999	6.301	
DB3	61.331	115.759	161.140	152.047	99.168	50.004	17.616	
DB4	9.854	27.529	63.189	117.343	165.336	159.291	113.348	
DB5	2.021	6.890	19.327	58.358	121.678	198.255	238.284	
DB12	441.914	374.927	257.168	135.875	53.016	16.135	6.021	
DB13	350.486	311.598	263.229	191.812	106.209	48.658	17.242	
DB14	290.855	221.941	164.440	156.662	172.203	157.424	110.939	
DB15	286.900	199.601	120.743	97.688	128.467	196.510	236.058	
DB23	214.040	294.815	316.173	248.112	145.058	66.980	23.912	
DB24	153.997	204.992	217.400	212.706	210.399	174.593	111.355	
DB25	150.046	182.675	173.705	153.734	166.664	213.679	236.474	
DB34	62.643	141.688	223.479	268.715	263.735	207.745	123.482	
DB35	58.716	119.375	179.787	209.744	220.000	246.832	248.601	
DB45	11.382	31.942	82.222	175.492	286.901	357.513	351.537	
DB123	452.888	441.603	376.448	259.098	136.893	59.098	21.190	
DB124	398.755	360.718	287.547	227.170	195.550	155.682	98.511	
DB125	395.214	340.630	248.214	174.094	156.196	190.870	211.128	
DB134	316.535	303.743	293.007	277.566	243.578	185.534	109.441	
DB135	312.996	283.657	253.696	224.490	204.223	220.700	222.054	
DB145	259.831	203.166	164.794	193.222	264.417	320.013	314.028	
DB234	193.371	288.511	340.670	327.999	277.936	200.975	109.792	
DB235	189.826	268.400	301.335	274.922	238.581	236.163	222.409	
DB245	136.663	187.912	212.454	243.653	298.775	335.454	314.379	
DB345	54.443	130.936	217.914	294.049	346.802	365.306	325.309	
DB1234	377.948	387.278	360.470	303.103	236.784	166.273	90.084	
DB1235	374.975	370.517	327.696	258.878	203.988	195.578	183.928	
DB1245	330.684	303.466	253.628	232.816	254.153	278.329	260.560	
DB1345	262.178	255.978	258.182	274.818	294.161	303.203	269.674	
DB2345	159.521	243.263	297.894	316.840	322.814	316.089	269.983	
DB12345	376.321	390.133	374.450	346.605	327.961	314.862	268.539	
DL1	295.743	191.774	105.875	45.887	13.471	4.510	0.890	
DL2	161.311	173.964	148.278	93.724	46.899	19.486	7.744	
DL3	69.096	113.808	152.112	142.722	95.344	52.293	22.393	
DL4	12.248	30.422	63.023	112.401	157.347	155.047	120.997	

DL5	2.390	8.704	22.051	61.410	121.311	194.842	243.443	
DL12	456.858	365.559	253.726	138.875	57.154	20.530	7.372	
DL13	364.573	305.388	257.466	187.745	105.401	52.220	21.708	
DL14	299.240	220.103	167.281	156.860	167.181	154.285	118.094	
DL15	293.363	197.032	126.497	105.874	131.035	194.259	240.838	
DL23	230.453	287.785	300.402	236.458	142.288	71.825	30.154	
DL24	164.522	202.264	210.197	205.193	203.196	172.318	120.224	
DL25	158.645	179.193	169.413	154.205	167.044	212.281	242.922	
DL34	72.305	142.102	213.994	254.188	251.644	205.134	134.919	
DL35	66.435	119.038	173.248	203.205	215.496	245.100	257.617	
DL45	13.941	36.744	84.669	173.552	278.570	349.850	364.312	
DL123	473.335	431.419	365.190	253.344	137.100	64.573	26.520	
DL124	413.876	354.428	284.015	225.120	191.716	154.702	106.224	
DL125	408.590	333.649	247.297	179.229	159.186	190.672	216.663	
DL134	330.912	300.261	287.431	269.218	235.345	184.246	119.459	
DL135	325.587	279.478	250.746	223.330	202.820	220.219	229.898	
DL145	267.509	203.037	169.566	196.012	259.542	314.052	325.014	
DL234	209.632	284.194	326.036	312.700	267.727	200.453	121.329	
DL235	204.352	263.422	289.357	266.815	235.201	236.425	231.768	
DL245	146.274	186.981	208.179	239.503	291.936	330.309	326.940	
DL345	63.282	132.847	211.630	283.603	335.533	359.849	340.169	
DL1234	396.205	380.496	350.730	294.271	230.477	166.703	99.461	
DL1235	391.816	363.169	320.173	256.070	203.373	196.687	191.510	
DL1245	343.404	299.483	252.498	233.276	250.647	274.920	270.769	
DL1345	274.222	254.327	255.355	270.060	287.016	299.535	281.806	
DL2345	173.210	240.991	287.574	306.297	313.997	313.075	283.413	
DL12345	394.715	384.623	366.573	339.983	321.366	312.741	281.721	
ENV	473.335	441.603	376.448	346.605	346.802	365.306	364.312	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1871.227	1848.883	1768.274	1745.738	1759.466	1799.849	1761.531	

8.3.3 시점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	434.575	489.510	489.510	489.510	489.510	489.510	414.515	
합성후	210.238	169.045	152.285	157.653	173.903	191.912	235.438	
ADD	1395.305	1409.047	1392.287	1397.655	1413.905	1431.914	1400.445	
DB1	0.849	3.692	10.926	41.283	104.329	196.568	285.827	
DB2	6.678	17.952	47.636	97.556	156.276	176.909	148.813	
DB3	33.806	83.815	138.629	164.058	128.453	73.786	25.524	
DB4	101.131	151.022	167.816	124.966	70.411	31.374	11.195	
DB5	217.911	196.347	129.906	65.937	24.878	8.293	2.713	
DB12	6.409	16.877	55.598	138.268	260.280	373.340	434.451	
DB13	31.862	82.432	146.415	204.675	232.455	270.193	311.056	
DB14	98.616	149.378	175.589	165.209	173.464	226.212	287.676	
DB15	215.606	194.819	137.635	106.256	128.176	202.428	283.064	
DB23	34.271	100.631	185.594	261.341	284.741	250.527	173.934	
DB24	99.977	167.384	214.656	221.806	225.746	206.517	150.486	
DB25	216.970	212.828	176.725	162.855	180.460	182.734	145.875	
DB34	134.900	234.818	306.421	288.978	198.829	105.071	36.207	
DB35	251.630	280.141	268.482	229.845	153.107	80.568	27.443	
DB45	318.986	347.362	297.650	190.797	95.119	38.246	13.628	
DB123	30.600	89.588	174.201	271.836	349.866	402.276	413.621	
DB124	88.223	149.409	200.203	236.188	296.765	362.624	392.419	
DB125	193.537	190.302	166.065	183.136	256.006	341.208	388.262	
DB134	119.192	209.885	282.789	296.333	271.737	269.991	281.899	
DB135	224.481	250.771	248.627	243.279	230.978	248.596	277.746	
DB145	284.542	311.016	274.882	207.736	177.880	209.011	256.703	
DB234	120.417	226.083	317.960	347.268	318.769	252.254	158.425	
DB235	225.706	266.970	283.800	294.217	278.034	230.862	154.274	
DB245	285.772	327.237	310.058	258.675	224.936	191.277	133.231	
DB345	317.479	388.060	392.663	319.350	201.178	100.760	34.778	
DB1234	98.884	187.357	270.797	319.869	343.633	357.510	346.162	
DB1235	186.637	221.435	242.338	275.656	309.678	339.677	342.694	
DB1245	236.701	271.661	264.225	246.048	265.437	306.704	325.173	
DB1345	262.483	322.045	333.042	296.153	244.579	229.513	233.077	
DB2345	263.504	335.540	362.354	338.611	283.795	214.730	130.172	
DB12345	262.045	334.502	368.188	369.074	361.792	362.041	344.327	
DL1	0.945	4.652	14.011	46.474	107.610	192.507	291.920	
DL2	8.220	20.405	48.597	94.819	149.660	171.983	157.076	
DL3	39.963	83.653	130.569	154.179	121.733	74.689	32.038	
DL4	109.128	146.760	159.664	118.685	69.750	34.328	13.966	

DL5	223.895	192.428	127.983	67.775	27.416	10.514	3.278	
DL12	7.779	21.063	59.640	140.561	256.851	364.368	448.783	
DL13	37.627	83.436	141.312	199.758	228.792	266.778	322.490	
DL14	106.153	146.233	170.382	163.744	175.616	224.505	296.101	
DL15	221.148	192.016	138.622	112.921	133.637	200.187	289.466	
DL23	43.793	103.032	178.625	248.734	271.246	246.278	187.648	
DL24	109.223	165.086	207.242	212.578	218.073	203.938	161.013	
DL25	224.262	210.877	175.486	161.725	176.126	179.624	154.382	
DL34	149.105	230.457	290.246	272.907	191.492	109.022	46.007	
DL35	263.770	276.075	258.475	221.791	148.888	83.692	34.878	
DL45	332.939	339.183	287.570	186.296	96.905	43.331	16.805	
DL123	38.895	92.897	170.610	264.982	340.557	394.776	431.405	
DL124	96.310	148.395	196.183	232.335	292.719	356.620	407.262	
DL125	199.853	189.615	167.609	186.597	254.955	334.730	401.325	
DL134	131.408	206.844	270.870	286.110	267.487	269.082	294.331	
DL135	234.914	248.089	242.292	240.335	229.719	247.187	288.392	
DL145	296.560	304.603	268.446	207.966	181.888	209.147	264.601	
DL234	134.189	223.820	304.046	330.020	305.707	250.555	172.769	
DL235	237.743	265.080	275.479	284.283	267.939	228.655	166.786	
DL245	299.344	321.584	301.629	251.918	220.121	190.665	143.053	
DL345	335.590	380.593	376.350	306.451	196.789	106.227	43.962	
DL1234	110.156	186.391	261.405	309.215	335.150	353.039	362.606	
DL1235	196.453	220.752	237.603	271.112	303.668	334.788	357.648	
DL1245	247.806	267.844	259.421	244.120	263.783	303.102	337.850	
DL1345	277.027	316.550	321.618	288.891	242.775	230.131	243.730	
DL2345	279.353	330.695	349.272	325.499	274.613	214.692	142.399	
DL12345	277.698	330.558	357.330	359.702	355.007	358.948	361.062	
ENV	335.590	388.060	392.663	369.074	361.792	402.276	448.783	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1730.895	1797.107	1784.950	1766.729	1775.697	1834.190	1849.228	

8.3.4 종점측(단위:kN_우측편재하)

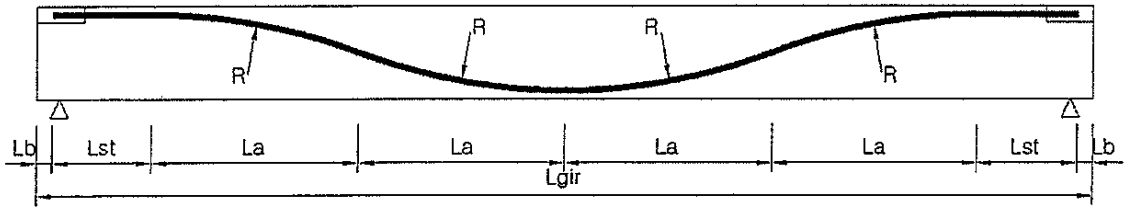
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	434.575	489.510	489.510	489.510	489.510	489.510	414.515	
합성후	212.825	167.278	151.824	159.131	172.662	194.541	232.212	
ADD	1397.892	1407.280	1391.826	1399.133	1412.664	1434.543	1397.219	
DB1	0.856	4.223	10.863	41.940	104.176	199.005	284.093	
DB2	6.719	18.762	47.672	98.226	155.982	177.664	147.522	
DB3	34.234	84.574	138.663	164.431	127.863	73.096	25.174	
DB4	102.156	150.995	167.666	125.132	69.846	30.620	11.096	
DB5	219.470	194.894	129.553	65.999	24.498	7.691	2.706	
DB12	6.428	18.203	55.579	139.595	259.840	376.548	431.440	
DB13	32.262	83.725	146.396	205.706	231.720	271.952	308.991	
DB14	99.587	149.904	175.388	166.023	172.758	227.810	285.892	
DB15	217.120	193.908	137.230	106.968	127.654	204.226	281.367	
DB23	34.719	102.263	185.669	262.384	283.857	250.580	172.311	
DB24	100.993	168.260	214.549	222.632	224.892	206.406	149.146	
DB25	218.528	212.266	176.415	163.580	179.789	182.823	144.621	
DB34	136.352	235.551	306.305	289.518	197.674	103.622	35.760	
DB35	253.612	279.445	268.164	230.279	152.137	79.274	27.096	
DB45	321.567	345.879	297.147	191.024	94.174	36.893	13.530	
DB123	30.983	91.522	174.219	273.366	348.941	404.531	410.613	
DB124	89.112	150.678	200.058	237.522	295.866	364.729	389.670	
DB125	194.915	190.276	165.738	184.379	255.272	343.492	385.590	
DB134	120.452	211.042	282.639	297.401	270.570	270.809	279.979	
DB135	226.229	250.634	248.294	244.256	229.977	249.594	275.904	
DB145	286.804	310.189	274.385	208.518	176.905	209.864	255.113	
DB234	121.717	227.554	317.895	348.348	317.470	251.534	156.905	
DB235	227.494	267.146	283.552	295.205	276.899	230.322	152.832	
DB245	288.073	326.724	309.646	259.469	223.828	190.592	132.041	
DB345	320.186	387.409	392.242	319.890	199.796	98.915	34.377	
DB1234	99.946	188.983	270.702	321.261	342.441	358.747	343.609	
DB1235	188.106	221.983	242.091	276.972	308.624	341.064	340.206	
DB1245	238.598	271.634	263.842	247.202	264.405	307.970	322.895	
DB1345	264.689	321.924	332.654	297.085	243.324	229.706	231.490	
DB2345	265.743	335.682	362.037	339.553	282.429	213.642	128.918	
DB12345	264.263	335.044	367.830	370.508	360.317	362.789	341.787	
DL1	0.947	5.323	13.900	47.322	107.411	196.567	288.214	
DL2	8.237	21.441	48.648	95.809	149.287	173.404	154.877	
DL3	40.429	84.595	130.669	154.723	120.788	73.863	31.691	
DL4	110.677	146.516	159.393	118.840	68.933	33.380	13.891	
DL5	226.902	189.915	127.410	67.847	26.923	9.745	3.283	

DL12	7.766	22.763	59.598	142.401	256.286	369.869	442.897	
DL13	38.037	85.071	141.323	201.149	227.658	270.011	318.474	
DL14	107.615	146.704	170.025	164.734	174.625	227.482	292.444	
DL15	224.079	190.201	137.961	113.833	132.958	203.414	285.856	
DL23	44.227	105.081	178.776	250.266	269.929	246.844	185.130	
DL24	110.677	166.019	207.025	213.709	216.899	204.240	158.865	
DL25	227.185	209.524	174.965	162.778	175.265	180.175	152.280	
DL34	151.120	231.155	290.075	273.605	189.729	107.248	45.585	
DL35	267.237	274.498	258.002	222.405	147.446	82.096	34.549	
DL45	337.490	336.421	286.726	186.522	95.591	41.612	16.749	
DL123	39.254	95.338	170.665	267.124	339.201	398.958	425.821	
DL124	97.572	149.855	195.906	234.116	291.491	360.560	402.017	
DL125	202.438	189.017	167.059	188.308	254.009	338.895	396.122	
DL134	133.139	208.119	270.640	287.489	265.746	271.002	290.738	
DL135	237.968	247.305	241.787	241.644	228.259	249.332	284.841	
DL145	300.561	302.774	267.611	208.915	180.556	211.061	261.373	
DL234	135.914	225.510	303.941	331.525	303.802	250.067	170.533	
DL235	240.791	264.711	275.100	285.718	266.315	228.391	164.593	
DL245	303.338	320.170	300.920	252.993	218.625	190.171	141.182	
DL345	340.105	378.954	375.680	307.142	194.756	103.936	43.599	
DL1234	111.555	188.317	261.250	311.106	333.419	355.689	357.983	
DL1235	198.954	220.962	237.219	272.944	302.172	337.626	353.060	
DL1245	251.096	267.182	258.762	245.653	262.394	305.748	333.531	
DL1345	280.707	315.734	320.997	290.089	240.958	231.094	240.788	
DL2345	283.027	330.225	348.757	326.801	272.659	213.648	140.588	
DL12345	281.334	330.605	356.747	361.641	352.910	360.962	356.492	
ENV	340.105	387.409	392.242	370.508	360.317	404.531	442.897	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1737.997	1794.689	1784.068	1769.641	1772.981	1839.074	1840.116	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



R = 57.853 m , Lb = 0.385 m , Lst = 1.315 m , La = 11.625 m

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계

$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) =$ 0.405 rad

▷ 지간중앙부까지의 강선길이

$x = Lst + \alpha \cdot R =$ 1.315 + 0.405 × 57.853 = 24.724 m

▷ 마찰손실량 산정

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

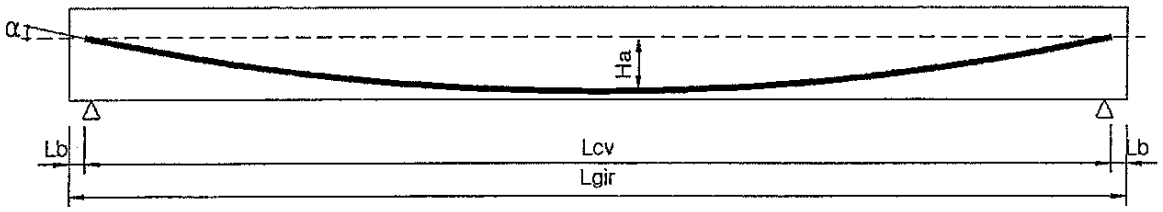
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 261701 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 231940 N

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



Lcv = 49.130 m

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

▷ 지간중앙부의 접선변화각 누계(α) = tan-1(a×Lcv)

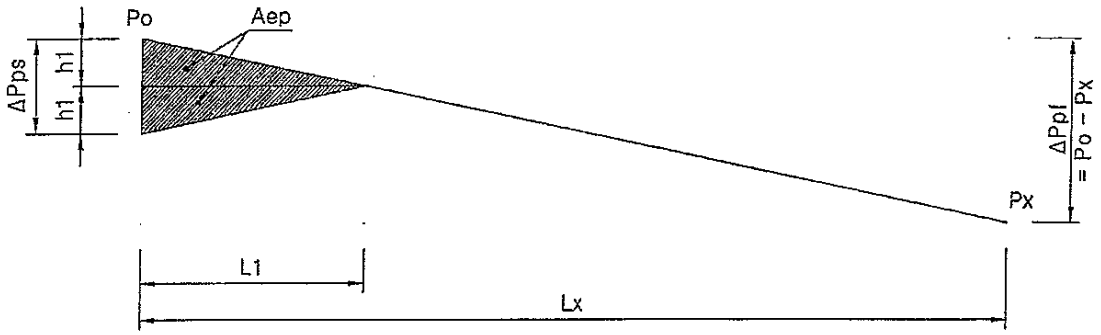
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	1.625	0.002693	0.13154	49.273	24.636	0.250	0.005	471064
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	442370
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	413362
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	384128

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell$ = 6 ㎜

▷ 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	24.565	4721	1508400	17.875	168773	0
C2	24.565	4721	1508400	17.875	168773	0
T1	24.724	10585	1165080	10.492	222100	0
T2	24.636	19121	2663040	11.802	451304	0
T3	24.599	17983	2663040	12.169	437674	0
T4	24.576	16820	2663040	12.583	423284	0
T5	24.565	15637	2663040	13.050	408126	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 … fpsN
- ②강선 경우 : fps3 + fps4 … fpsN
- ③강선 경우 : fps4 … 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 − ΔPpf − ΔPps
- fcir : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : Anet = 1.01095 m^2 , Inet = 0.87631 m^4
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(Msw) = 8215500 N·m

	Po	ΔPpf	ΔPpx	Pr	e	긴장 순서
T2	3260000	-471064	0	2788936	-1.002517	4
T3	3260000	-442370	0	2817630	-1.002517	1
T4	3260000	-413362	0	2846638	-1.002517	2
T5	3260000	-384128	0	2875872	-1.002517	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.019	18.181	-2.350	15.831	108.920	241.715
T4	6.081	12.100	-2.350	9.751	67.085	148.876
T5	6.143	5.957	-2.350	3.607	24.819	55.077
T2	5.957	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	24.200	36.238	-9.399	26.840	184.658	409.793

Δfpe의 평균치 : 46.165 MPa

ΔPpe의 평균치 : 102.448 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	-650000	115970	0	0	-534030	1.34748	-719597
C2	-650000	115970	0	0	-534030	1.34748	-719597
PS강봉 소계(압축)					-1068060	1.34748	-1439194
T1	1300000	-261701	0	0	1038299	-1.01252	-1051295
T2	3260000	-471064	0	35875	2824811	-1.00252	-2831920
T3	3260000	-442370	0	-241715	2575914	-1.00252	-2582397
T4	3260000	-413362	0	-148876	2697763	-1.00252	-2704552
T5	3260000	-384128	0	-55077	2820794	-1.00252	-2827893
PS강연선 소계(인장)					11957582	-1.00383	-11998056

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN·m)	저항단면
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1068	1.347	-1439.19	
	강선	gs	11958	-1.004	-11998.06	
합성전 고정하중		bl			5090.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2004.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4841.50	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10890 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1068}{0.002514} = 424.845 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11958}{0.0098477} = -1214.251 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5090.00}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			7.942	-5.723	47.161	-32.834	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2004.80}{1.97439} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
fal	MPa	1.085	0.866	0.962	-1.678	5.405	-10.049	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4841.5 + 0}{1.97439} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
fll	MPa	2.620	2.091	2.323	-4.053	13.054	-24.269	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6673} + n \cdot \frac{548.0}{1.9744} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.048	-0.674	0.086	4.139	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.75 - 7 \times 6.62 = 154.670$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.16 + -9.41 = 16.75$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.07 + -1.55 = -6.62$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \quad -1.004 = 26.164 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5090}{0.96846} \quad -0.965 = -5.072 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2005}{1.97439} \quad -1.529 = -1.552 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -154.670 \times 0.0098 = -1523.147$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1523.147}{1.6673} + n \cdot \frac{2328.468}{1.9744} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
fcr	MPa	0.438	0.183	0.204	-2.863	0.364	17.586	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 424.85\ + 47.16\ + 5.41\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.322\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.322 \times 0.0025 = -36.006\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.006}{1.6673} + n \cdot \frac{-29.607}{1.9744} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
frgb	MPa	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.220	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	269.545	0.000	36.400	154.670	6.578
T2	0.002219	212.267	16.166	36.400	154.670	8.971
T3	0.002219	199.338	-108.920	36.400	154.670	22.385
T4	0.002219	186.266	-67.085	36.400	154.670	19.116
T5	0.002219	173.0931	-24.819	36.400	154.670	15.812
Σ	0.009848	1040.509	-184.658	182.000	773.352	72.863
avg	0.001970	208.102	-36.932	36.400	154.670	14.573

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.573 \times 0.0098 = -143.51\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-143.51}{1.6673} + n \cdot \frac{219.38}{1.9744} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
frgs	MPa	0.041	0.017	0.019	-0.270	0.034	1.657	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2766182400 = 388.978$

$B = 1 + m = 1 + 388.978 = 389.978$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 388.978 \times 0.12 = -45.166$ m

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

$= 2.283 + 0.888 + 388.978 \times 0.005 + 388.978 \times 0.014$

$= 10.639$

$P = (1383.68 + 1149.34306) / 2 \times (138.7 \times 71)$

$= 12472226$ 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)

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

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

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

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

$= -1661217.969$ N

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

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

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

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

$= -197833.845$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 115244.388$ N

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

$= 13347.335$ 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

$= 2.817$ MPa

$f_{C2} = -N_\phi / A_{c2} + ((M_\phi - N_\phi Y_2) Y_2 / I_{c2})$: 슬래브 하연응력

$= 2.948$ MPa

$f_{C1}' = N_\phi / A_{c1} + ((M_\phi + N_\phi Y_1') Y_1' / I_{c1})$: 거더 상연응력

$= -5.748$ 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

$= -0.179$ MPa

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

$= -0.221$ MPa

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

$= 0.398$ MPa

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

$= -0.105$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.817	2.948	-5.748	1.522	-5.272	1.349	
fsh2	MPa	-0.179	-0.221	0.398	-0.105	0.365	-0.093	
f2	MPa	2.638	2.727	-5.350	1.417	-4.907	1.256	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1068	1.347	-1439.19	
	강선	gs	11958	-1.004	-11998.06	
합성전 고정하중		bl			5614.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2171.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3996.70	
군중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10890 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1068}{0.002514} = 424.845 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11958}{0.0098477} = -1214.251 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{5614.90}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			8.761	-6.314	52.024	-36.220	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2171.10}{2.00646} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
fal	MPa	1.139	0.905	1.006	-1.808	5.634	-10.835	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3996.7 + 0}{2.00646} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
fll	MPa	2.096	1.666	1.851	-3.328	10.372	-19.945	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6958} + n \cdot \frac{548.0}{2.0065} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
fsh	MPa	0.097	0.038	0.042	-0.668	0.054	4.103	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 16.75 - 7 \times 7.25 = 150.296$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26 + -9.41 = 16.75$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.59 + -1.65 = -7.25$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \quad -1.004 = 26.164 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{5615}{0.96846} \quad -0.965 = -5.595 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2171}{2.00646} \quad -1.529 = -1.654 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -150.296 \times 0.0098 = -1480.070$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1480.070}{1.6958} + n \cdot \frac{2262.616}{2.0065} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
fcr	MPa	0.401	0.158	0.175	-2.757	0.221	16.942	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 424.85\ + 52.02\ + 5.63\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.475\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.475 \times 0.0025 = -36.390\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-36.390}{1.6958} + n \cdot \frac{-29.923}{2.0065} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
frgb	MPa	-0.035	-0.032	-0.035	0.003	-0.217	0.010	

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	269.545	0.000	36.400	150.296	6.797
T2	0.002219	212.267	16.166	36.400	150.296	9.190
T3	0.002219	199.338	-108.920	36.400	150.296	22.604
T4	0.002219	186.266	-67.085	36.400	150.296	19.335
T5	0.002219	173.093	-24.819	36.400	150.296	16.031
Σ	0.009848	1040.509	-184.658	182.000	751.480	73.956
avg	0.001970	208.102	-36.932	36.400	150.296	14.791

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.791 \times 0.0098 = -145.66\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-145.66}{1.6958} + n \cdot \frac{222.67}{2.0065} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
frgs	MPa	0.039	0.016	0.017	-0.271	0.022	1.667	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00262725 = 409.547$

$B = 1 + m = 1 + 409.547 = 410.547$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 409.547 \times 0.12 = -47.635\ m$

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

$= 2.283 + 0.888 + 409.547 \times 0.005 + 409.547 \times 0.014$

$= 11.034$

$P = (1383.68 + 1154.07849) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12495542\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1752736.409\ N$

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

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

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

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

$= -209513.017\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 113171.156\ N$

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

$= 13130.932\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 3.165$ MPa

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

$= 3.239$ MPa

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

$= -6.066$ MPa

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

$= 1.607$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.186$ MPa

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

$= -0.227$ MPa

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

$= 0.391$ MPa

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

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	3.165	3.239	-6.066	1.607	-5.564	1.424	
fsh2	MPa	-0.186	-0.227	0.391	-0.103	0.359	-0.092	
f2	MPa	2.979	3.012	-5.675	1.504	-5.205	1.332	

10.3 G7거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1068	1.347	-1439.19	
	강선	gs	11958	-1.004	-11998.06	
합성전 고정하중		bl			4848.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2361.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4382.30	
군중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$fsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
fsw	MPa			13.805	-10.571			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10890 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1068}{0.002514} = 424.845 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11958}{0.0098477} = -1214.251 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
fps	MPa			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4848.80}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fbl	MPa			7.565	-5.452	44.926	-31.278	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2361.80}{1.94070} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fal	MPa	1.321	1.058	1.176	-1.988	6.627	-11.896	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{4382.3 + 0}{1.94070} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fll	MPa	2.451	1.963	2.182	-3.689	12.296	-22.073	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6383} + n \cdot \frac{548.0}{1.9407} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fsh	MPa	0.110	0.049	0.054	-0.680	0.121	4.177	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 16.75 - 7 \times 6.69 = 154.196$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 26.16 + -9.41 = 16.75$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -4.83 + -1.86 = -6.69$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \quad -1.004 = 26.164 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \quad -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4849}{0.96846} \quad -0.965 = -4.831 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2362}{1.94070} \quad -1.529 = -1.860 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -154.196 \times 0.0098 = -1518.471$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1518.471}{1.6383} + n \cdot \frac{2321.320}{1.9407} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fcr	MPa	0.464	0.206	0.229	-2.881	0.513	17.692	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 424.85\ + 44.93\ + 6.63\ ) \times\ 0.03\ =\ 14.292\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -14.292 \times 0.0025 = -35.930\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.930}{1.6383} + n \cdot \frac{-29.544}{1.9407} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
frgb	MPa	-0.036	-0.033	-0.037	0.003	-0.225	0.007	

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	269.545	0.000	36.400	154.196	6.602
T2	0.002219	212.267	16.166	36.400	154.196	8.995
T3	0.002219	199.338	-108.920	36.400	154.196	22.409
T4	0.002219	186.266	-67.085	36.400	154.196	19.140
T5	0.002219	173.093	-24.819	36.400	154.196	15.836
Σ	0.009848	1040.509	-184.658	182.000	770.978	72.981
avg	0.001970	208.102	-36.932	36.400	154.196	14.596

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -14.596 \times 0.0098 = -143.74\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-143.74}{1.6383} + n \cdot \frac{219.74}{1.9407} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
frgs	MPa	0.044	0.019	0.022	-0.273	0.049	1.675	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00262725 = 409.547$

$B = 1 + m = 1 + 409.547 = 410.547$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 409.547 \times 0.12 = -47.635\ m$

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

$= 2.283 + 0.888 + 409.547 \times 0.005 + 409.547 \times 0.014$

$= 11.034$

$P = (1383.68 + 1149.85709) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12474757\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1574843.158\ N$

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

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

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

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

$= -187419.703\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 113171.156\ N$

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

$= 13130.932\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.806$ MPa

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

$= 2.949$ MPa

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

$= -5.449$ MPa

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

$= 1.443$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.186$ MPa

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

$= -0.227$ MPa

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

$= 0.391$ MPa

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

$= -0.103$ MPa

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
fcr2	MPa	2.806	2.949	-5.449	1.443	-4.998	1.279	
fsh2	MPa	-0.186	-0.227	0.391	-0.103	0.359	-0.092	
f2	MPa	2.620	2.721	-5.058	1.340	-4.639	1.187	

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			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	
계				1.997	17.490	424.845	-1214.251	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.942	-5.723	47.161	-32.834	
4	fal	1.085	0.866	0.962	-1.678	5.405	-10.049	
5	fll	2.620	2.091	2.323	-4.053	13.054	-24.269	
6	fsh	0.103	0.043	0.048	-0.674	0.086	4.139	
7	fcr	0.438	0.183	0.204	-2.863	0.364	17.586	
8	frgb	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.220	0.009	
9	frgs	0.041	0.017	0.019	-0.270	0.034	1.657	
10	f2	2.638	2.727	-5.350	1.417	-4.907	1.256	
계		6.890	5.895	8.109	3.650	485.821	-1256.757	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-534.030	-534.030	1038.299	2824.811	2575.914	2697.763	±2820.794
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	±0.0022
fps	(MPa)	-424.845	-424.845	1069.419	1272.896	1160.740	1215.647	±1271.086
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~G6거더 응력산출

1) G2~G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.834

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	
계				1.997	17.490	424.845	-1214.251	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.761	-6.314	52.024	-36.220	
4	fal	1.139	0.905	1.006	-1.808	5.634	-10.835	
5	fll	2.096	1.666	1.851	-3.328	10.372	-19.945	
6	fsh	0.097	0.038	0.042	-0.668	0.054	4.103	
7	fcr	0.401	0.158	0.175	-2.757	0.221	16.942	
8	frgb	-0.035	-0.032	-0.035	0.003	-0.217	0.010	
9	frgs	0.039	0.016	0.017	-0.271	0.022	1.667	
10	f2	2.979	3.012	-5.675	1.504	-5.205	1.332	
계		6.717	5.763	8.140	3.852	487.751	-1257.196	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-534.030	-534.030	1038.299	2824.811	2575.914	2697.763	2820.794
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-424.845	-424.845	1069.419	1272.896	1160.740	1215.647	1271.086
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 G7거더 응력산출

1) G7거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.831

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	
계				1.997	17.490	424.845	-1214.251	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.565	-5.452	44.926	-31.278	
4	fal	1.321	1.058	1.176	-1.988	6.627	-11.896	
5	fll	2.451	1.963	2.182	-3.689	12.296	-22.073	
6	fsh	0.110	0.049	0.054	-0.680	0.121	4.177	
7	fcr	0.464	0.206	0.229	-2.881	0.513	17.692	
8	frgb	-0.036	-0.033	-0.037	0.003	-0.225	0.007	
9	frgs	0.044	0.019	0.022	-0.273	0.049	1.675	
10	f2	2.620	2.721	-5.058	1.340	-4.639	1.187	
계		6.973	5.984	8.130	3.869	484.513	-1254.760	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-534.030	-534.030	1038.299	2824.811	2575.914	2697.763	2820.794
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-424.845	-424.845	1069.419	1272.896	1160.740	1215.647	1271.086
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 (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5090.00	30891	0.9685	42.55
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9744	7.08
프리스트레스 도입직후	-13437.25	30891	0.8763	-124.15
프리스트레스 손실	2391.03	30891	1.9744	9.80
활하중	4841.50	30891	1.9744	19.85

(2) G2~G6 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5614.90	30891	0.9685	46.94
합성후 고정하중	2171.10	30891	2.0065	9.12
프리스트레스 도입직후	-13437.25	30891	0.8763	-124.15
프리스트레스 손실	2391.03	30891	1.9744	9.80
활하중	3996.70	30891	1.9744	16.39

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.47$

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 259.443 mm

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

여기서, $f_{cu} = f_{ck} + 8 =$ 48

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

$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 0.48$

여기서, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25(= 656$ 일 < 1500 일

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

= 1.47 ×2.425 ×0.482 = 1.718

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

= 1.718 × 0.48 = 0.825

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

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

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

$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h}$ 1.22

여기서,h = 2 ×Ac × EA / u × EA

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

= 259.443

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

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, $\beta_H = 1.5 [1 + (0.012\ RH)^{18}]h + 25(= 656$ 일 < 1500 일

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

= 1.22 ×2.425 ×0.391 = 1.157

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

= 1.157 × 0.98 = 1.134

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -124.15) = -39.80 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 42.55 + 7.08 + -114.34)

= 12.70 mm

(4) G2~G6 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.825)

= 0.825 × (75.90 + -124.15) = -39.80 mm

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 2} = \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe})$ (Φ_t = 1.134)

= 1.134 × (75.90 + 46.94 + 9.12 + -114.34)

= 19.98 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G6 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-48.24	-48.24	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-88.05	-88.05	
바닥판 타설 후	-45.49	-41.10	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-15.91	-2.19	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{pe}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	19.85	16.39	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 mm

(1) G1 거더

δv = 19.85 < δa = 61.25 ---------- O.K

(2) G2~G6 거더

δv = 16.39 < δa = 61.25 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 30312615.0 N·m

2) 단면 제원

b =	2800.0	mm	(압축 플랜지의 폭)		
dp =	2716.0	mm			
Ap1 =	0.0098477	m^2	=	9847.7	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)

$\beta 1 = 0.85 - [\ 0.007 \times (\ Fck - 28\ )] = 0.857$

$\rho p1 = Ap / (b \times dp) = 0.001295$

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

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

$Fps = Fput \times [1 - (rp1/\beta 1) \times \rho p1 \times (Fput / Fck)] =$ 1843.4 MPa

5) 해석단면 결정

$a = (Ap \times Fps) / (0.85 \times Fck \times b)$ = 282.5 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 282.5 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = $\rho p \times Fps / Fck$ = 0.088

qp (=0.088) < $0.36 \times \beta 1$ (=0.309) ---------- O.K

7) 극한 저항 모멘트 검토

$\Phi \cdot Mn = \Phi\ [\ Apw \times Fps \times dp \times (1 - 0.59 \times Apw \times Fps / (\ bo \times dp \times Fck))$

$'+ 0.85 \times Fck\ (b - bo) \times t \times (dp - 0.5\ t)\ ]$ = 59529.53 kN·m

$\Phi \cdot Mn$ (=59529.532) > Mu (=30312.615) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

$1.2 \cdot Mcr = Zbo \times (0.5 \times \sqrt{Fck} + fbe - fd) =$ -34020.231 kN·m

fpe = 23.308 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.777 m^3

$1.2 \cdot Mcr$ (=-34020.231 < $\Phi \cdot Mn$ (=59529.532) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G7 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	725.88	5.54
합성전	403.92	1.62
합성후	205.57	5.32
활하중	455.31	20.13

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2714.9 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 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe - fd) = 12357.7 kN · m

fpe = 23.308 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 52.30 kN · m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 725.88 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1771.25 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 419760.32 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1473.37 kN

∴ Vci = 419760.32 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 10534693 N = 10534.69 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10204848 / 1010953 = 10.094 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9136787 × 0.2675 = 2443648.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 10534.7 kN

3) øVc = 0.80 × 10534.7 = 8427.8 kN

1/2 øVc = 4,213.877 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G7 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	695.79	385.42
합성전	395.12	218.11
합성후	200.03	106.22
활하중	446.75	234.14

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2638.7 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) = 12357.7 kN·m

fpe = 23.308 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.777 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 925.03 kN·m

d = 2600 − (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 695.79 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × Vl = 1734.21 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 23995.03 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 23995.03 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4466409.97 N = 4466.41 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10204848 / 1010953 = 10.094 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9136787 × 0.2675 = 2443648.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 4466.4 kN

3) øVc = 0.80 × 4466.4 = 3573.1 kN

1/2 øVc = 1,786.564 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 s = 200 mm (0.75H (=1950mm) 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 G7 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN·m)
자 중	533.73	2806.60
합성전	331.08	1670.50
합성후	159.72	825.71
활하중	387.97	1730.90

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2166.0 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) - 12357.7 kN·m

fpe = 23.308 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.571 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.7772 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 6966.51 kN·m

d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 mm

- d를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

1,043.75 mm < 0.8 × H = 2080 mm ∴ d = 2080.00 mm

Vd = 533.73 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1472.18 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 3276.73 kN > 0.14 √fck × bw × d = 368.34 kN

∴ Vci = 3276.73 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 4466409.97 N = 4466.41 kN

fpc = Pe1 / Ac = 10204848 / 1010953 = 10.094 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 9136787 × 0.2675 = 2443648.82 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3276.7 kN

3) øVc = 0.80 × 3276.7 = 2621.4 kN

1/2 øVc = 1,310.693 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$Av = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (2166.0 - 2621.4) × 400

/ (0.80 × 300 × 2080.00)

= - 364.87 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

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.072$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.56 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 812000$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.072 \times 812000 = 58464$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 58464 / (2.8 \times 0.80)$

$= 0.052$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.19$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.672 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 974400$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.19 \times 974400 = 185136$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 185136 / (2.8 \times 0.80)$

$= 0.165$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 1335.4 x 1000 /(0.800 x 2.272) = 0.735 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vl = 455.3 x 1000 /{ 0.800 x 2.272) = 0.251 MPa

dp = 0.8 x h 보다 작아서는 안된다.

dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 m ≤ 0.8 x 2.8 = 2.272 m

dp = 2.272 m

5) 하중 조합

① 1.3 x vd + 2.15 x vl

= 1.3 x 0.735 + 2.15 x 0.251

= 1.495 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(0.735 + 0.251 + 0.052)

= 1.349 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

- 1.3 x(0.052 + 0.165 ,

= 0.282 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 m

- 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

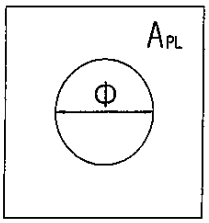
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

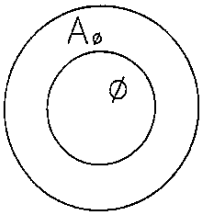
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

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	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,260,000	2,824,811	2,346,408
T3	3,260,000	2,575,914	2,139,663
T4	3,260,000	2,697,763	2,240,876
T5	3,260,000	2,820,794	2,343,071

* 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	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/16연선	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	15.2/16연선	3,260,000	0.107	30.4	35.2	O.K
T3	15.2/16연선	3,260,000	0.107	30.4	35.2	O.K
T4	15.2/16연선	3,260,000	0.107	30.4	35.2	O.K
T5	15.2/16연선	3,260,000	0.107	30.4	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	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/16연선	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	15.2/16연선	2,824,811	0.107	26.4	33.9	O.K
T3	15.2/16연선	2,575,914	0.107	24.1	33.9	O.K
T4	15.2/16연선	2,697,763	0.107	25.2	33.9	O.K
T5	15.2/16연선	2,820,794	0.107	26.3	33.9	O.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 295 mm

h(정착단면의 치수) = 2600 mm

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.137706146

∑Po (도입긴장력) = 13040000 N

1) 파열력 산정

Tburst = 0.25 × ∑Po × { 1 - (a/h)} + (0.5 × ∑Po × sinα)

= 0.25 × 13040000 × { 1 - (885 / 2600) }

+ 0.5 × 13040000 × sin 0.13771

= 3048190.2 N

2) 보강철근량 산정

1.2 Tburst = Φ Tn = Φ As fy

Req'd As = 1.2 × 3048190.22 / (0.8 × 300.0) = 15241.0 mm^2

e = 2600 / 2 - (250 x 4 + 500 x 2 + 500 x 1) / 4

= 675 mm

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.13771

= 0.5 × (2600 - 2 × 67.50) + 5 × 67.50 × sin 0.13771

= 1233.3 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 × 1233.3 = 3083.25 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 × 3048190.220 = 60963.804 N

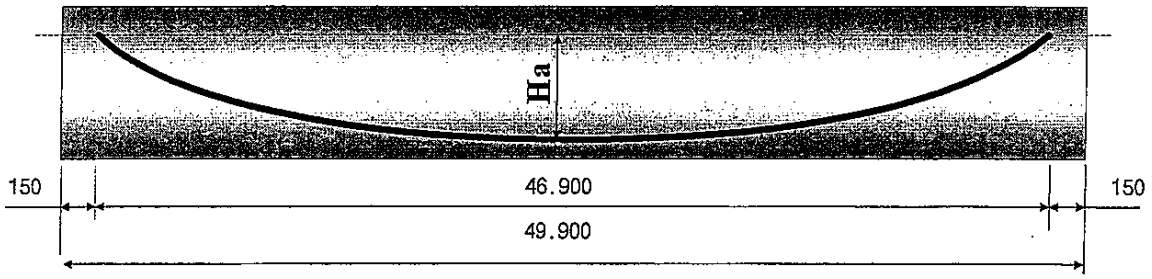
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 60963.804 / 180 = 338.688 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	49.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	2.360	49.449	0.40464
T2	0.0022192	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0022192	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0022192	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0022192	200000	0.125	49.131	0.01018

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	5	-650.00	-534.03	49.130	-115.695
C2	5	-650.00	-534.03	49.130	-115.695
T1	5	1300.00	1038.30	49.449	297.729
T2	4	3260.00	2824.81	49.273	337.753
T3	1	3260.00	2575.91	49.199	323.449
T4	2	3260.00	2697.76	49.151	329.884
T5	3	3260.00	2820.79	49.131	336.557

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	0.0m	0.00	0.00	0.00	10.00	10.00	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 0.000 + 0.000 + 0.000 + 10.000 = 10 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 = 10.15 mm

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = MONO CELL JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.50 (유간 50mm)

17.2 증점측(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	49.9m	19.96	4.99	9.98	16.99	51.92	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 19.960 + 4.990 + 9.980 + 16.986 = 51.916 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 = 52.72 mm

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = MONO CELL JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.60 (유간 65mm)

⊙ 사거리 적용시 유간 = 66 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	787.087	O.K
	허용인발력(kN/EA)	445.100	-	O.K
	휨응력(MPa)	140.000	107.394	O.K
	전단응력(MPa)	80.000	12.398	O.K
	수평변위(mm)	15.000	6.414	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	1452.750	988.050	O.K
	허용인발력(kN/EA)	667.650	-	O.K
	휨응력(MPa)	210.000	131.997	O.K
	전단응력(MPa)	120.000	22.838	O.K
	수평변위(mm)	15.000	6.657	O.K

■ 단면 휨 설계

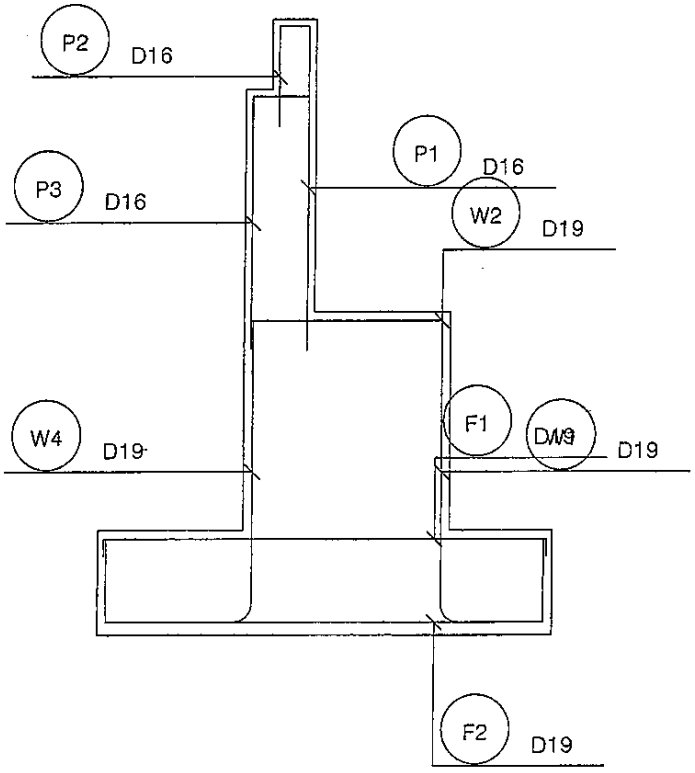
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm^2)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1398.59	2292	370.805	603.833	1.628	O.K
후면저판		1200	100	516.471	2292	144.37	633.056	4.385	O.K
벽체 : H=6.357		2400	100	1320.22	2292	771.042	1334.408	1.731	O.K
흉벽		800	80	1096.98	1588.8	199.149	286.971	1.441	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1370.41	2292	125.777	206.4	1.641	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2723.56	3096.8	243.06	274.202	1.128	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1388.41	2292	127.382	206.4	1.62	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2586.73	3096.8	231.512	274.202	1.184	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1128.55	2292	104.091	206.4	1.983	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2874.82	3096.8	255.743	274.202	1.072	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1263.25	2292	116.196	206.4	1.776	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	1885.82	2292	171.259	206.4	1.205	O.K

■ 사용성 검토

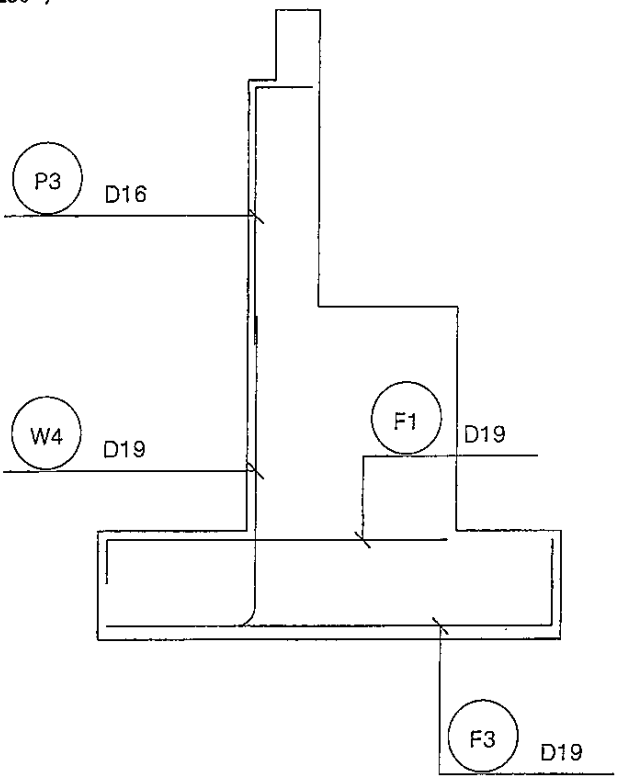
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
전면저판		107.777	150	125	379.427	O.K
후면저판		45.665	150	125	1379.598	O.K
벽체 : H=6.357		51.259	150	125	1229.048	O.K
흉벽		108.214	150	125	547.725	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	95.324	150	125	649.876	O.K
	A(T=450 mm)	138.068	150	125	397.872	O.K
	B(T=450 mm)	96.541	150	125	639.468	O.K
	C(T=450 mm)	131.508	150	125	426.321	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	78.889	150	125	798.591	O.K
	A(T=450 mm)	145.273	150	125	369.584	O.K
	B(T=450 mm)	88.063	150	125	715.396	O.K
	C(T=450 mm)	129.794	150	125	430.479	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

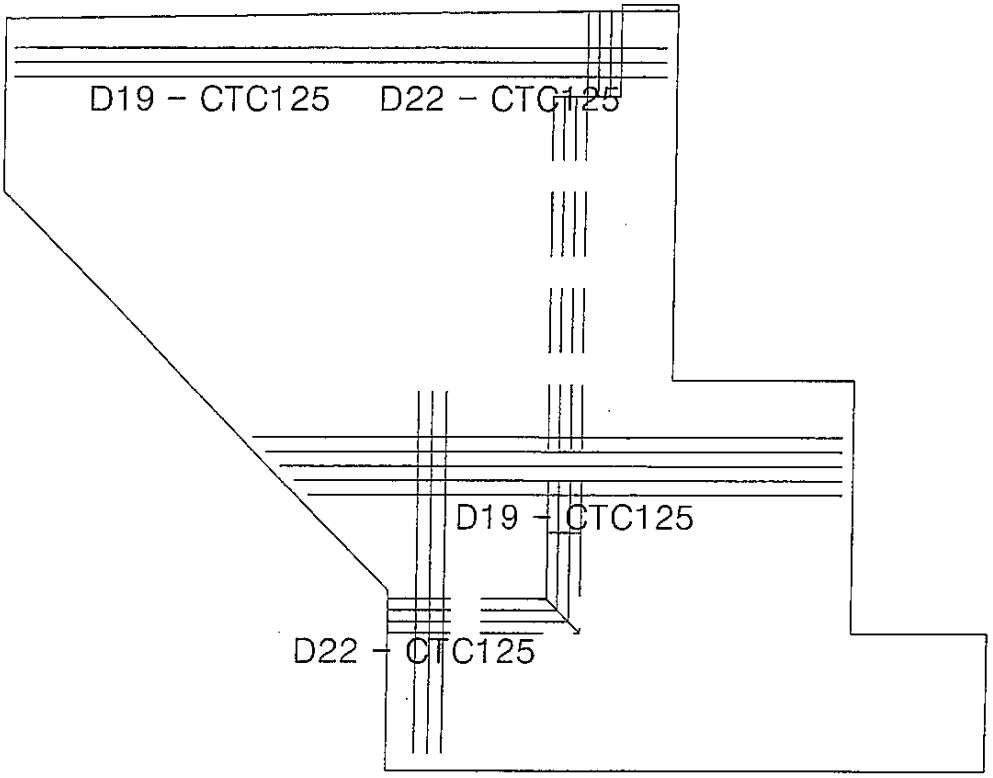


- ② Cycle (CTC = 250)

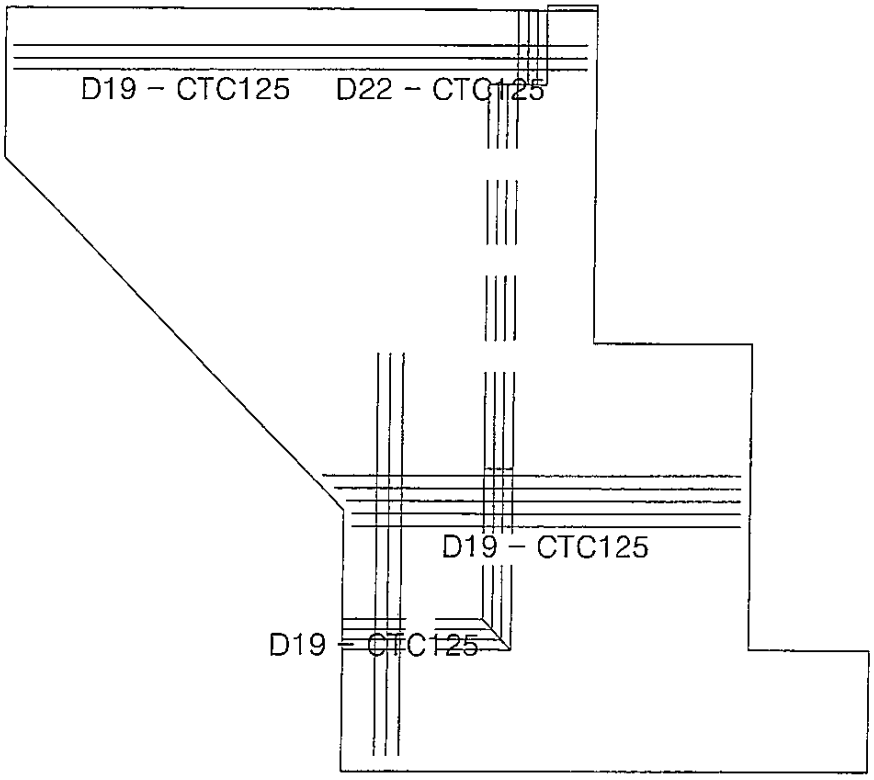


▣ 주철근 조립도

- 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 = 19.447 M	
(5) 교 대 총높이	: H = 7.557 M	
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초	
(7) SKEW	: 99.223 °	

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 = 506.019 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 139.591 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: Φ1 = 35.000 °	
(2) 기초지반의 N치	: N = 8.000	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: Φ2 = 25.954 ° {Φ2 = 15 + √15N}	
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²	
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.312 ; 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]

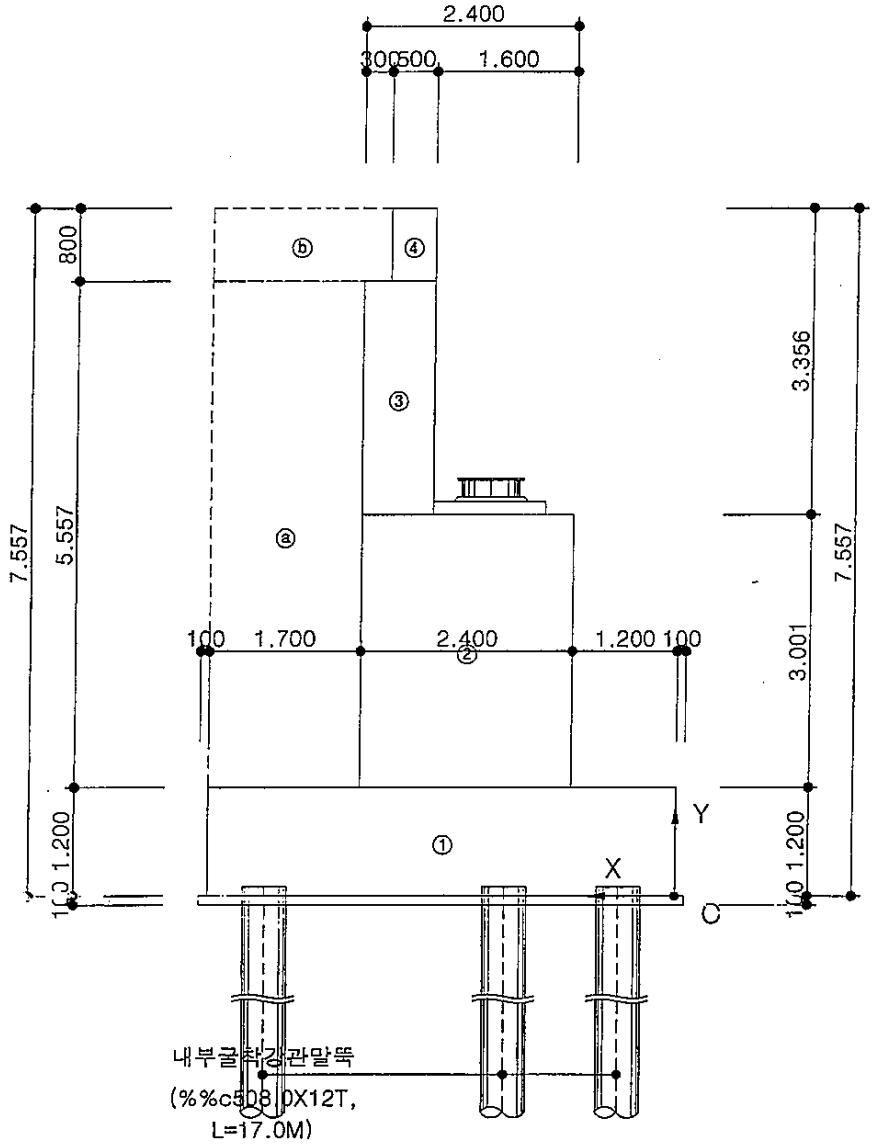
5) 설 계 방 법

(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	계
고정하중	1395.305	1409.047	1392.287	1397.655	1413.905	1431.914	1400.445	9840.558
활하중	467.158	443.862	377.096	345.330	347.830	364.071	369.276	2714.623

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	계
교축방향	260.459	267.340	265.179	266.040	268.631	271.390	261.697	1860.736
직각방향	260.459	267.340	265.179	266.040	268.631	271.390	261.697	1860.736

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=0.000)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

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 × 3.001	= 7.203	25.000	180.075	13.866
	③	0.800 × 2.556	= 2.045	25.000	51.119	3.936
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 16.008		400.194	30.815
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.557	= 9.447	20.000	188.945	14.549
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 11.047		220.945	17.013
총 계					621.139	47.828

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	432.181	37.446
	③	3.200	5.479	163.581	21.567
	④	?.050	7 157	30.500	?.511
	소 계			1047.612	71.870
뒷채움재	ⓐ	4.450	3.979	840.805	57.884
	ⓑ	4.300	7.157	137.600	17.635
	소 계			978.405	75.519
총 계				2026.017	147.390

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 1047.612 / 400.194 = 2.618 m
  Y = 71.870 / 30.815 = 2.332 m
- 뒷채움재 : X = 978.405 / 220.945 = 4.428 m
  Y = 75.519 / 17.013 = 4.439 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)

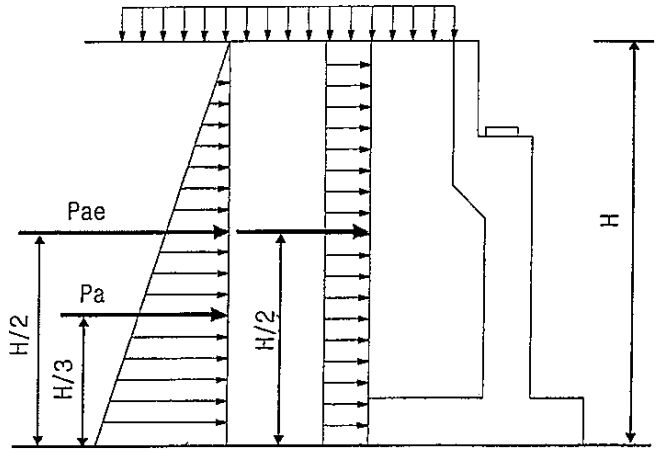
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

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 = 7.557 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.557^2 x cos(0.000)

= 154.772 kN

y = H / 3 = 2.519 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.557 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.557^2 x cos(0.000)

= 179.330 kN

y = H / 2 = 3.779 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.357 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.357^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 99.344 kN

y = H / 3 = 2.119 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.357 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.357^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 126.900 kN

y = H / 2 = 3.179 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 9840.558 ÷ (19.200 / sin99.223) = 506.019 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2714.623 ÷ (19.200 / sin99.223) = 139.591 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

③ 고정단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Ff = ∑H ÷ (19.200 / sin99.2)

= 95.682 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1860.736 kN 임. 「지진하중 집계표」 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.000 = 20.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.557 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.271 x 10.000 x 7.557 x cos0.000

= 20.480 kN

y = H / 2 = 3.779 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.357 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.251 x 10.000 x 6.357 x cos11.667

= 15.627 kN

y = H / 2 = 3.179 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)	400.194	-	2.618	2.332	1047.611	-
2. 교대구체(지진시)	400.194	30.815	2.618	2.332	1047.611	71.870
3. 뒷채움재(평상시)	220.945	-	4.428	4.439	978.405	-
4. 뒷채움재(지진시)	220.945	17.013	4.428	4.439	978.405	75.520
5. 배면토압(평상시)	-	154.772	-	2.519	-	389.881
6. 배면토압(지진시)	-	179.330	-	3.779	-	677.617
7. 뒷채움 상재하중	20.000	20.480	4.300	3.779	86.000	77.386
8. 상부 고정하중반력	506.019	-	2.144	-	1084.905	-
9. 상부 활하중반력	139.591	-	2.144	-	299.283	-
10. 상부관성력	-	95.682	-	4.601	-	440.258

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)	641.139	175.252	2112.016	467.267
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	621.139	154.772	2026.016	389.881
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	621.139	227.158	2026.016	825.007
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1286.749	175.252	3496.204	467.267
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	1127.158	154.772	3110.921	389.881
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1127.158	227.840	3110.921	1265.265

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	12.000	7.800	-
2 열	1.950	12.000	23.400	-
3 열	4.650	12.000	55.800	-
계	-	36.000	87.000	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+	12468.230	3408.126	-0.149	-1857.766
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	12079.290	3009.851	-0.217	-2621.206
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	12079.290	4417.542	0.483	5834.297
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	25023.408	3408.126	0.063	1576.475
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	21919.842	3009.851	0.003	65.760
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	21919.842	6278.269	0.779	17075.557

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 19.447 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.

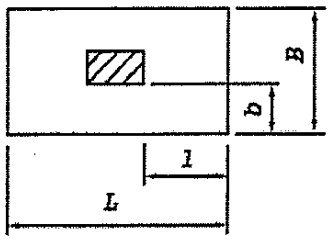
$\beta\lambda \leq 1.0$

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 36 / (19.447 x 5.300) = 45719.513 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 19.447 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.300 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 36 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

β = ⁴√[(3 x 45719.513) / (26986000.000 x 1.200³)] = 0.233 (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

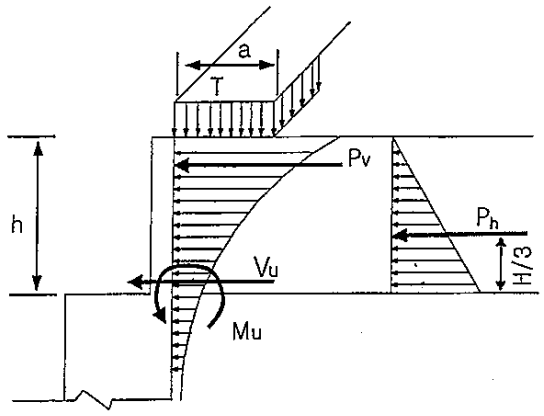


$\beta\lambda$ = 0.233 x 1.700 = 0.396 ≤ 1.0, ∴ O.K

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 (3.356 - 0.36) = 86.177 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 3.356^2 x cos11.667 = 27.685 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.356 x 27.685 = 30.969 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph

= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 27.685 = 95.964 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me

= 1.70 x 86.177 + 1.70 x 30.969 = 199.149 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.556 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.936 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.936 + 0.770 = 4.706 kN

Mw = 3.936 x 2.556/2 + 0.770 x (2.556 + 0.800/2) = 7.306 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 3.356^2 x cos0.000 = 35.364 kN

Me = 1/2 x H x Ph

= 1/2 x 3.356 x 35.364 = 59.340 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.706 + 1.00 x 35.364 = 40.070 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 7.306 + 1.00 x 59.340 = 66.646 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	95.964	199.149	
지진시	40.070	66.646	
설계단면력	95.964	199.149	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.357 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	18.572	2.274	-	1.000	18.572	42.238
2. 배면토압(평상시)	99.344	2.119	1.700	-	168.885	357.878
3. 배면토압(지진시)	126.900	3.179	-	1.000	126.900	403.365
4. 뒷채움 상재하중	15.627	3.179	1.700	-	26.566	84.442
5. 상부관성력	95.682	3.401	-	1.000	95.682	325.439

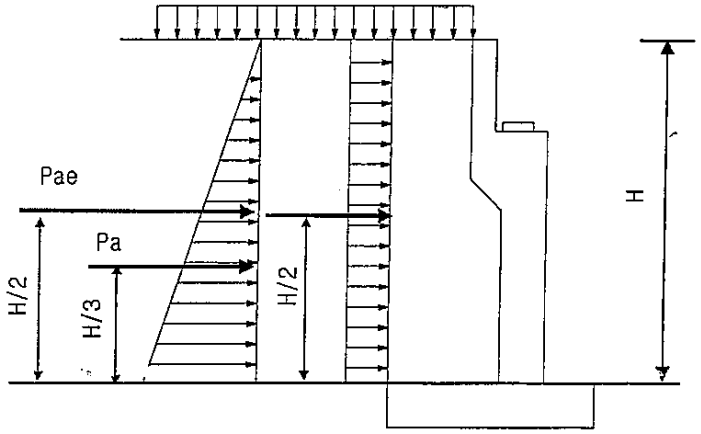
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 18.572 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 42.238 kN.m

y = Mo / Ho = 42.238 / 18.572 = 2.274



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.357 m)	195.451	442.320	
지진시(H = 6.357 m)	241.154	771.042	
설계단면력	241.154	771.042	

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)	400.194	-	2.618	2.332	1047.611	-
2. 교대구체(지진시)	400.194	30.815	2.618	2.332	1047.611	71.870
3. 뒷채움재(평상시)	220.945	-	4.428	4.439	978.405	-
4. 뒷채움재(지진시)	220.945	17.013	4.428	4.439	978.405	75.520
5. 배면토압(평상시)	-	154.772	-	2.519	-	389.881
6. 배면토압(지진시)	-	179.330	-	3.779	-	677.617
7. 토압의 연직분력	22.147	-	4.733	-	104.829	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	20.480	4.300	3.779	86.000	77.386
9. 상부 고정하중반력	506.019	-	2.144	-	1084.905	-
10. 상부 활하중반력	139.591	-	2.144	-	299.283	-
11. 상부관성력	-	95.682	-	4.601	-	440.258

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+	888.131	297.928	2996.930	794.354
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	845.131	263.112	2812.030	662.798
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	621.139	227.158	2026.016	825.007
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1846.076	297.928	5050.765	794.354
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1502.955	263.112	4222.407	662.798
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1127.158	322.840	3110.921	1265.265

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	17271.476	5793.814	-0.063	-1088.103
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	16435.255	5116.747	-0.126	-2070.842
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	12079.290	4417.542	0.483	5834.297
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5	35900.639	5793.814	0.111	3984.971
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	29227.972	5116.747	0.048	1402.943
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	21919.842	6278.269	0.779	17075.557

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(19.447 m)를 고려한 결과값임.

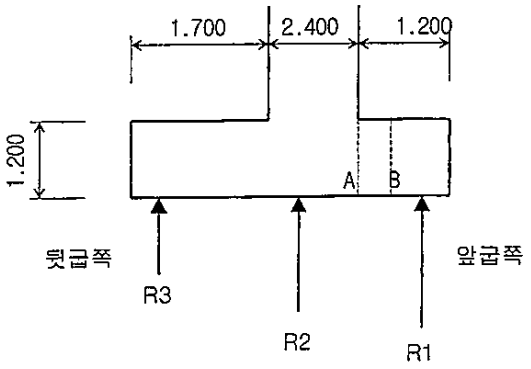
Pile 반력집계 (본당)

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	573.51	520.88	500.87	1175.32	933.98	988.05	381.24	350.06	787.09	668.08
Ru2	474.68	446.86	362.78	1015.85	818.44	688.63	337.66	323.29	702.46	609.19
Ru3	361.25	375.19	126.53	772.12	657.55	129.56	302.21	317.17	578.80	534.06

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(COMBO 3,COMBO 6)은 고려하지 않는다.

3) 기초 설계(계수하중)

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 19.447m (kN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 19.447m (kN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 19.447m (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	573.510	504.530	504.080
COMB 2	520.880	473.530	502.820
COMB 3	500.870	379.210	205.130
COMB 4	1175.320	1044.280	908.170
COMB 5	933.980	844.140	780.530
COMB 6	988.050	709.040	227.230

- 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

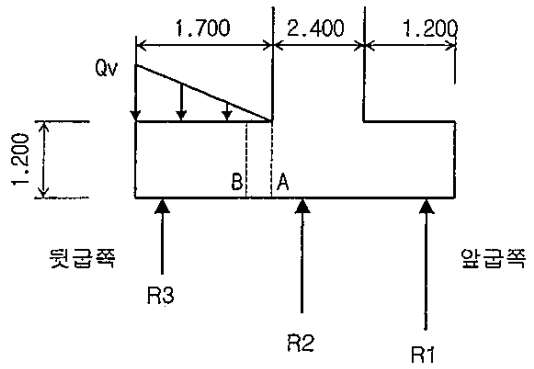
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	0.000	194.641	5.850	166.561
COMB 2	0.000	176.778	5.850	148.698
COMB 3	0.000	169.986	4.500	148.386
COMB 4	0.000	398.885	5.850	370.805
COMB 5	0.000	316.977	5.850	288.897
COMB 6	0.000	335.328	4.500	313.728

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로 하중계수를 적용하지 않으며,
(-)반력은 사용하지 않는다.
말뚝반력에 의한 단면력
D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-자진하중, 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 12본 / 19.447m (KN/m)
R2 = Ru2 x 12본 / 19.447m (KN/m)
R3 = Ru3 x 12본 / 19.447m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	460.520	474.680	361.250
COMB 2	419.920	446.860	375.190
COMB 3	438.690	362.780	126.530
COMB 4	1067.700	1015.850	772.120
COMB 5	836.690	818.440	657.550
COMB 6	910.790	688.630	129.560

- 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 6.498 x 20.000 = 220.945 kN

Ma = 220.945 x (4.428 - 3.600) = 183.003 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 6.357^2 x sin11.667

= 22.146 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 22.146 / 1.700

= 26.054 kN

Vb = 26.054 x 1.700 / 2 - (1.700 - 1.700) / 1.700 x 26.054 / 2 = 22.146 kN

Ma = 26.054 x 1.700 x 1.700 / 3 = 25.098 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	222.913	234.059	204.813	133.935
COMB 2	231.518	243.094	159.658	93.833
COMB 3	78.079	81.983	193.866	144.370
COMB 4	476.446	500.268	-48.720	-132.274
COMB 5	405.748	426.036	-14.572	-89.109
COMB 6	79.948	83.946	191.997	142.407

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	370.8	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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1398.590 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) [사용률 = 1.639]

· 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 = 1,398.590 ㎟

ρmin = MAX(1,398.590, 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 (= 370.805 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.628]

* 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	144.4	204.8

* 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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 516.471 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) [사용률 = 4.438]

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 = 516.471 ㎟

ρmin = MAX(516.471, 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 (= 144.370 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.385]

* 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 (= 204.813 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=6.357

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	2400.0	2300.0	100.0	771.0	241.2

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1320.222 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.736]

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 (= 771.042 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.731]

* 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2300.00 = 1877.942 kN

≥ Vu (= 241.154 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) 옹벽

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	199.1	96.0

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1096.980 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.448]

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 (= 199.149 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.441]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 95.964 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 520 = 1505.962 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1505.962 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 520 = 550.962 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 551.0 ㎟ ∴ 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 (3.356 - 0.36) = 86.177 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 3.356^2 x cos11.667 = 27.685 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.356 x 27.685 = 30.969 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 27.685 = 56.449 kN

Ms = 86.177 + 30.969 = 117.147 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.357 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	18.572	2.274	-	1.000	18.572	42.238
2. 배면토압(평상시)	99.344	2.119	1.000	-	99.344	210.517
3. 배면토압(지진시)	126.900	3.179	-	1.000	126.900	403.365
4. 뒷채움 상재하중	15.627	3.179	1.000	-	15.627	49.672
5. 상부관성력	95.682	3.401	-	1.000	95.682	325.439

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 18.572 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 42.238 kN.m

y = Mo / Ho = 42.238 / 18.572 = 2.274

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	114.971	260.189	

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+	663.286	175.252	2216.845	467.267
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	643.286	154.772	2130.845	389.881
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	621.139	227.158	2026.016	825.007
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1308.896	175.252	3601.033	467.267
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1149.305	154.772	3215.750	389.881
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1127.158	322.840	3110.921	1265.265

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

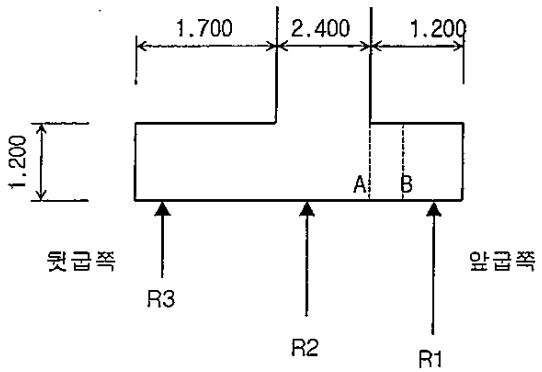
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN·m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	12898.923	3408.126	-0.221	-2850.662
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	12509.983	3009.851	-0.290	-3627.895
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	12079.290	4417.542	0.483	5834.297
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	25454.101	3408.126	0.022	559.990
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	22350.534	3009.851	-0.042	938.722
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	21919.842	6278.269	0.779	17075.557

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(19.447 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 19.447m (KN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 19.447m (KN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 19.447m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	381.240	355.560	387.860
COMB 2	350.060	339.370	394.120
COMB 3	500.870	379.210	205.130
COMB 4	787.090	719.390	659.860
COMB 5	668.080	624.520	607.410
COMB 6	988.050	709.040	227.230

- 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

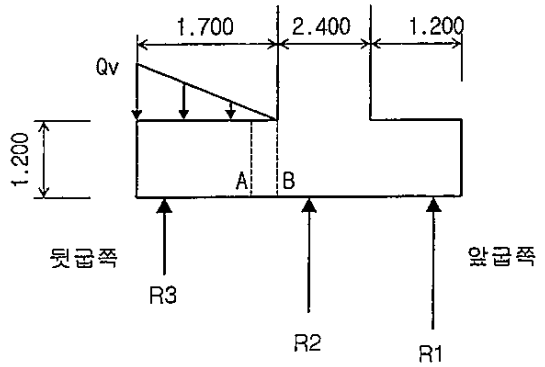
→ 전단력 계산은 콘크리트설계기준 12.3.2 (3) 규정에 따라 직선보간법에 따른 말뚝반력을 적용

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		사용하중단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	129.388	4.500	107.788
COMB 2	0.000	118.806	4.500	97.206
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	267.125	4.500	245.525
COMB 5	0.000	226.734	4.500	205.134
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 12본 / 19.447m (KN/m)

R2 = Ru2 x 12본 / 19.447m (KN/m)

R3 = Ru3 x 12본 / 19.447m (KN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	313.490	337.660	302.210
COMB 2	289.190	323.290	317.170
COMB 3	438.690	362.780	126.530
COMB 4	722.970	702.460	578.800
COMB 5	610.050	609.190	534.060
COMB 6	910.790	688.630	129.560

- 기초자중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 뒷채움 토사에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 상재하중에 의한 단면력 : 『단면설계』 참조

- 토압의 연작분력에 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	186.485	195.809	124.606	70.092
COMB 2	195.715	205.501	98.376	45.951
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	357.157	375.014	46.066	-109.113
COMB 5	329.546	346.023	35.455	-94.572
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)] = 245.525 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]

= 107.777 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 / 107.78) - 2.5 x 140.50 = 379.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 107.78) = 584.54 mm

Sa는 작은 값인 379.43 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 379.43 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 109.113 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]

= 45.665 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 / 45.67) - 2.5 x 90.50 = 1498.25 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 45.67) = 1379.60 mm

Sa는 작은 값인 1379.60 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.00 Ea = 125.00 ≤ Sa (= 1379.60 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.357

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 260.189 x 1000000 / [2292.000 x (2300.000 - 256.095/3)]
= 51.259 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 / 51.26) - 2.5 x 90.50 = 1310.06 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 51.26) = 1229.05 mm
Sa는 작은 값인 1229.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1229.05 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 117.147 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 108.214 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)

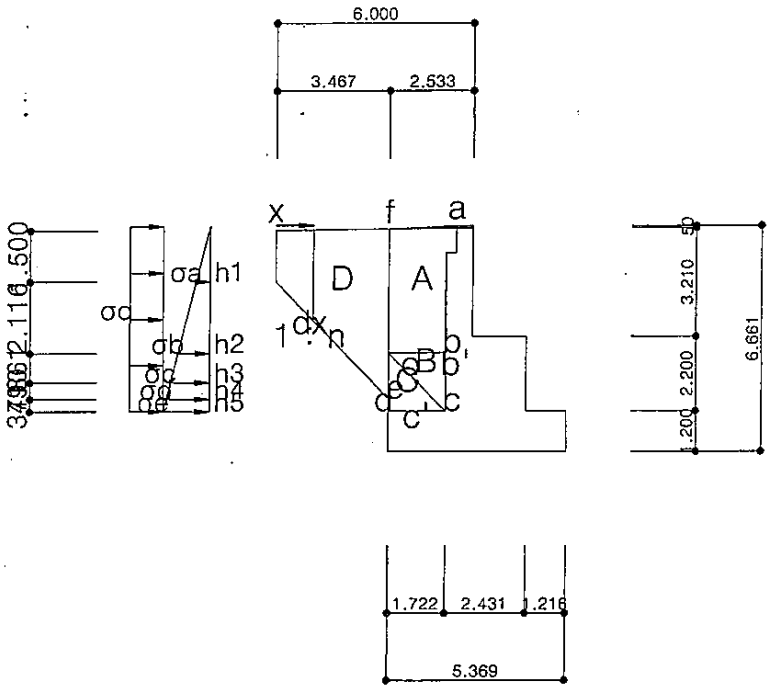
② 철근의 최대 중심간격

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 / 108.21) - 2.5 x 72.00 = 547.73 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 108.21) = 582.18 mm
Sa는 작은 값인 547.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 547.73 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

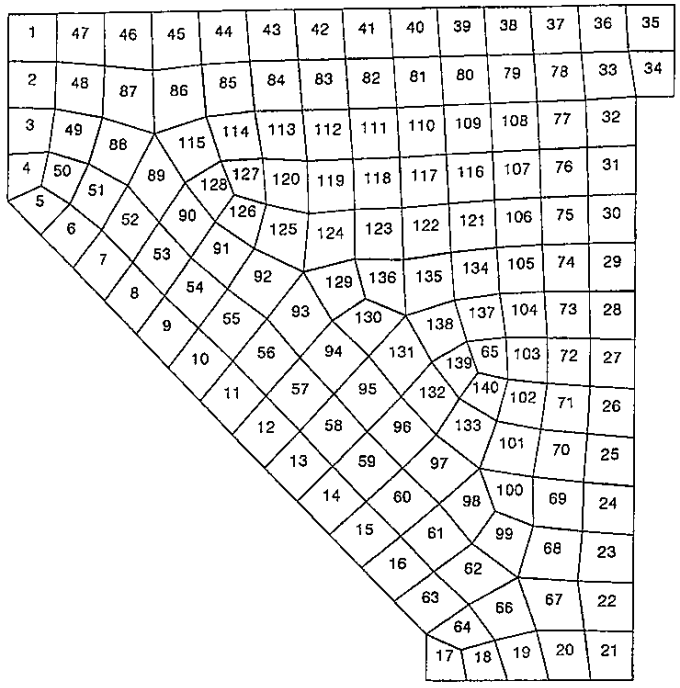


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	125.777	243.060	127.382	231.512
전단력(kN)	92.556	119.354	117.322	230.422

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	73.986	142.976	74.930	136.184
전단력(kN)	54.444	70.208	69.013	135.542

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	125.8	92.6

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1370.410 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.672]

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 (= 125.777 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.641]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 92.556 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	243.1	119.4

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2723.561 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.137]

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 (= 243.060 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.128]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 119.354 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	127.4	117.3

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1388.405 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.651]

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 (= 127.382 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.620]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 117.322 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	231.5	230.4

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2586.730 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.197]

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 (= 231.512 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.184]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 230.422 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.986 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 95.324 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 / 95.32) - 2.5 x 70.50 = 649.88 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 95.32) = 660.90 mm

Sa는 작은 값인 649.88 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 649.88 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 142.976 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 138.068 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 / 138.07) - 2.5 x 69.00 = 397.87 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.07) = 456.30 mm

Sa는 작은 값인 397.87 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 397.87 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.930 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 96.541 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 / 96.54) - 2.5 x 70.50 = 639.47 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 96.54) = 652.57 ㎜

Sa는 작은 값인 639.47 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 639.47 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 136.184 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 131.508 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 / 131.51) - 2.5 x 69.00 = 426.32 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 131.51) = 479.06 ㎜

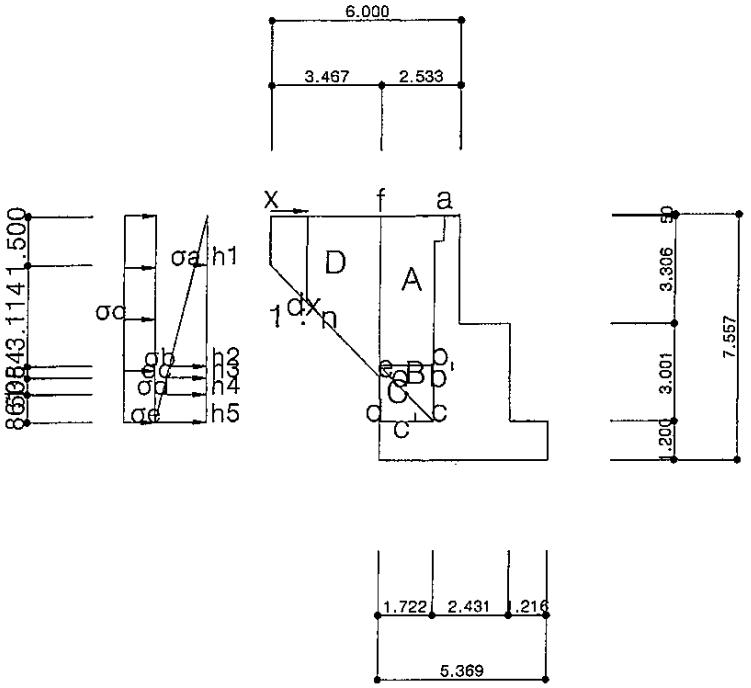
Sa는 작은 값인 426.32 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 426.32 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

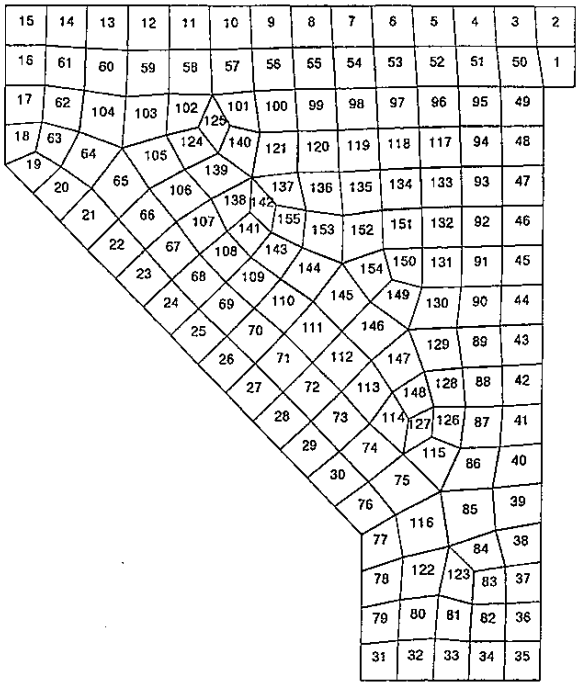


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	104.091	255.743	116.196	171.259
전단력(kN)	76.195	137.176	115.239	141.906

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	61.230	150.437	68.350	100.740
전단력(kN)	44.820	80.692	67.787	83.474

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	104.1	76.2

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1128.552\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.031]

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 (= 104.091 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.983]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 76.195 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN-m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	255.7	137.2

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2874.823 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜) , [사용률 = 1.077]

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 (= 255.743 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.072]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 137.176 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN-m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	116.2	115.2

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1263.253 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.814]

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 (= 116.196 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.776]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 115.239 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	171.3	141.9

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1885.816 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.215]

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 (= 171.259 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.205]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 141.906 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 61.230 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 78.889 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 / 78.89) - 2.5 x 70.50 = 821.99 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 78.89) = 798.59 ㎜

Sa는 작은 값인 798.59 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 798.59 ㎜) ∴ O.K

② A(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 150.437 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 145.273 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 / 145.27) - 2.5 x 69.00 = 369.58 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 145.27) = 433.67 ㎜

Sa는 작은 값인 369.58 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 369.58 ㎜) ∴ O.K

③ B(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 68.350 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 88.063 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 / 88.06) - 2.5 x 70.50 = 718.00 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.06) = 715.40 ㎜

Sa는 작은 값인 715.40 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 715.40 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 100.740 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 129.794 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 / 129.79) - 2.5 x 70.50 = 430.48 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 129.79) = 485.38 ㎜

Sa는 작은 값인 430.48 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 430.48 ㎜) ∴ 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 9.964 = 6.975 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m : 접속판의 자중

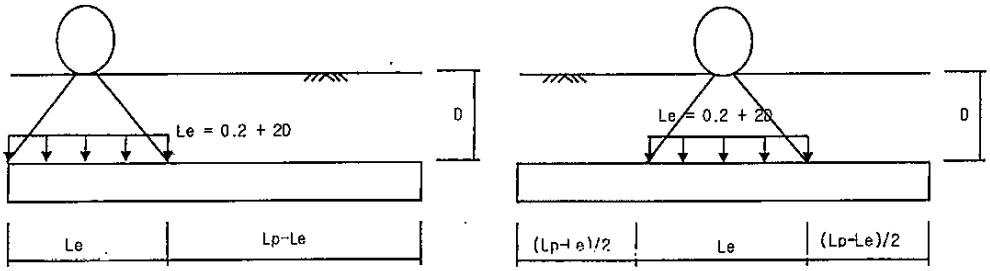
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 6.975 / 2 - 11.250 x 0. = 35.297 kN/m

Md = 11.250 x 6.975^2 / 8 = 68.415 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 6.975 x 0.350) / (2 x 6.975)

= 77.832 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 6.975/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 143.000 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 35.297 + 2.15 x 77.832

= 213.225 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 68.415 + 2.15 x 143.000

= 396.389 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	350.0	100.0	396.4	213.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 83.119) / 83.119 = 0.00963

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3665.550 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.106]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 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 = 0.01158

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 433.692 kN.m

≥ Mu (= 396.389 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.094]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 303.109 kN

≥ Vu (= 213.225 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 3665.6 ㎟

필요 철근량 : 3665.6 x 0.248 = 910.8 ㎟ < 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 450 = 900.0 ㎟ < 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)] = 211.415 x 1000000 / [4053.600 x (350.000 - 115.388/3)]

= 167.411 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x4053.600)]

= 115.388 mm

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

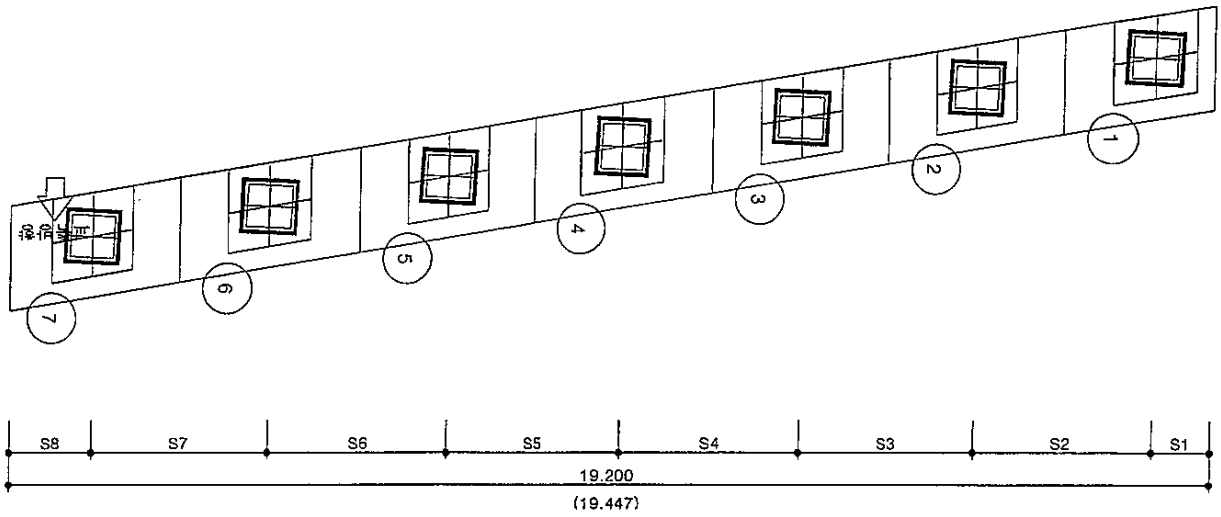
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.41) - 2.5 x 87.50 = 251.65 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 167.41) = 376.32 mm

Sa는 작은 값인 251.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 251.65 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 50.305 = 451.525 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	451.525	650.000	700.000	553.332	O.K
2	451.525	650.000	700.000	546.332	O.K
3	451.525	650.000	700.000	542.332	O.K
4	451.525	700.000	650.000	523.076	O.K
5	451.525	650.000	700.000	542.332	O.K
6	451.525	650.000	700.000	541.332	O.K
7	451.525	650.000	700.000	540.332	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 99.2° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 9.22°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 50.305 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 9.22^2)$

= 287.029 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1621 - 50 - 50 = 1521 mm ≥ 287 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2800.000	1862.463	O.K	414.115	325.574	O.K
SHOE 2	2800.000	1852.909	O.K	414.115	334.175	O.K
SHOE 3	2800.000	1769.383	O.K	414.115	331.474	O.K
SHOE 4	2800.000	1742.985	O.K	414.115	332.550	O.K
SHOE 5	2800.000	1761.735	O.K	414.115	335.789	O.K
SHOE 6	2800.000	1795.985	O.K	414.115	339.237	O.K
SHOE 7	2800.000	1769.721	O.K	414.115	327.121	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	1862.463	244.792	244.792	1644.000	1577.200	
2	1852.909	251.259	251.259	1637.000	1968.475	
3	1769.383	249.228	249.228	1633.000	1964.425	
4	1742.985	250.038	250.038	1583.000	1989.400	
5	1761.735	252.473	252.473	1633.000	1964.400	
6	1795.985	255.066	255.066	1632.000	1963.400	
7	1769.721	245.956	245.956	1631.000	1915.400	

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	3667.373	6303.000	O.K	3564.314	5730.000	O.K
2	3692.103	6303.000	O.K	3998.275	5730.000	O.K
3	3583.253	6303.000	O.K	3879.957	5730.000	O.K
4	3482.137	6303.000	O.K	3903.633	6303.000	O.K
5	3596.576	6303.000	O.K	3891.971	5730.000	O.K
6	3649.943	6303.000	O.K	3952.200	5730.000	O.K
7	3559.596	6303.000	O.K	3806.455	5730.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1631.949	8738.400	O.K	1631.949	8738.400	O.K
2	1675.063	8738.400	O.K	1675.063	8738.400	O.K
3	1661.523	8738.400	O.K	1661.523	8738.400	O.K
4	1666.917	8738.400	O.K	1666.917	8738.400	O.K
5	1683.152	8738.400	O.K	1683.152	8738.400	O.K
6	1700.439	8738.400	O.K	1700.439	8738.400	O.K
7	1639.706	8738.400	O.K	1639.706	8738.400	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 6

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

  P = 1795.985 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

  Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

  Hx2 = 339.237 / 1.33 = 255.066 kN

  ☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 255.066 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

  Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

  Hy2 = 339.237 / 1.33 = 255.066 kN

  ☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 255.066 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 650.000 mm b1y = 700.000 mm

b2x = 932.000 mm b2y = 1412.800 mm

bcx = 2 x b2x = 1864.000 mm < 5 x b1x = 3250.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2825.600 mm < 5 x b1y = 3500.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 650.000/1864.000) x 1795.985 x 10^3 /150.000

= 1949.504 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 700.000/2825.600) x 1795.985 x 10^3 /150.000

= 2251.761 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 255.066 x 10^3 / 150.000

= 1700.439 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 255.066 x 10^3 / 150.000

= 1700.439 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 650.000 + 1412.800 = 2062.800 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 932.000 mm가 Bxo/2 = 1031.400 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 932.000 + (650.000+1412.800)/2 = 1963.400 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 700.000 + 932.000 = 1632.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2251.761 + 1700.439 = 3952.200 mm^2

Bxo = 1963.400 mm 범위내에서 D19 - 20 EA

As = 286.500 x 20 = 5730.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1949.504 + 1700.439 = 3649.943 mm^2

Byo = 1632.000 mm 범위내에서 D19 - 22 EA

As = 286.500 x 22 = 6303.000 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 6

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 255.066 x 10^3 / 150.000 = 1700.439 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

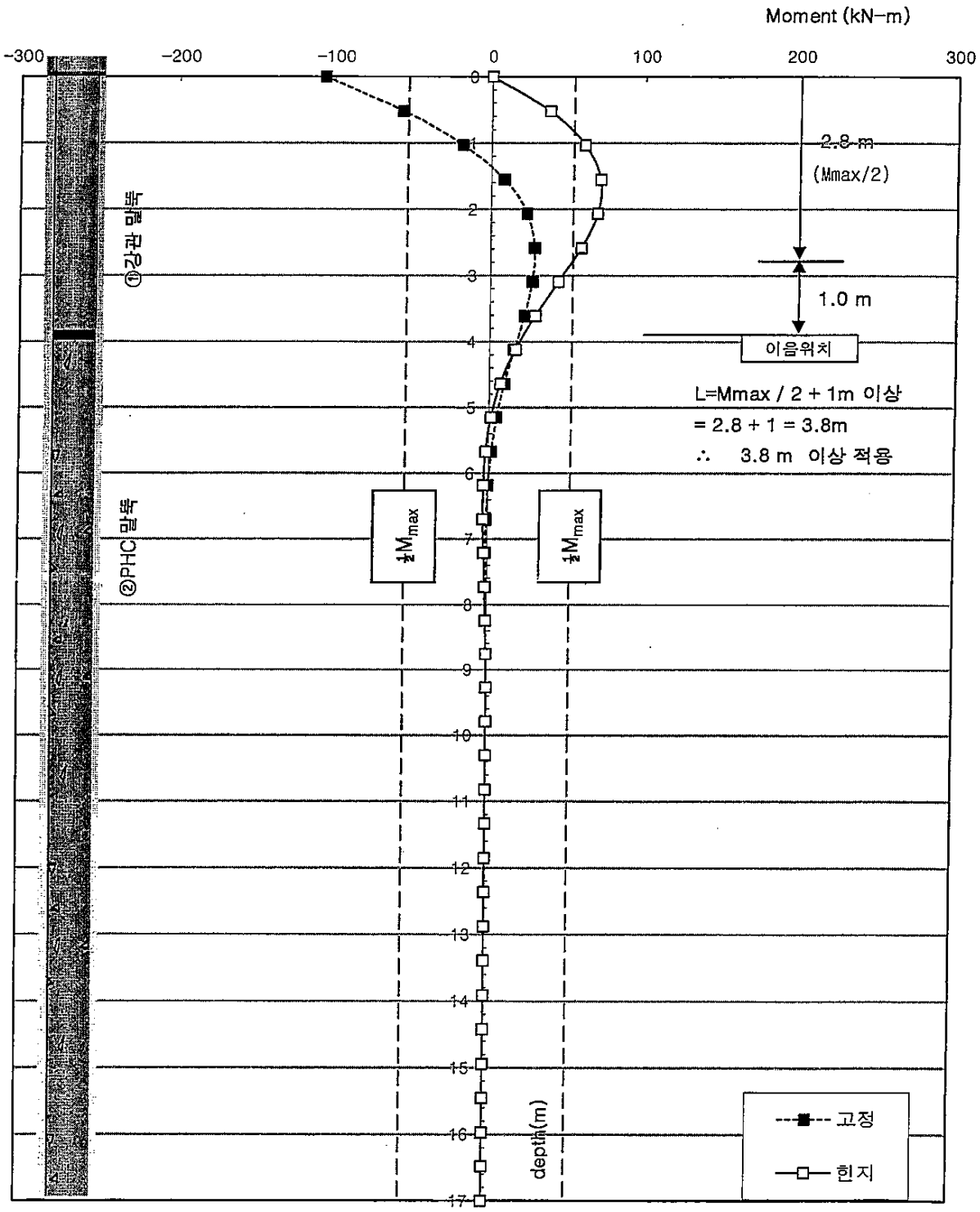
As1 = Hx/fsa = 255.066 x 10^3 / 150.000 = 1700.439 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 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	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	mm⁴	
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	mm⁴	
탄 성 계 수	Ep	40000	MPa	

③ 복합말뚝 구성 조건

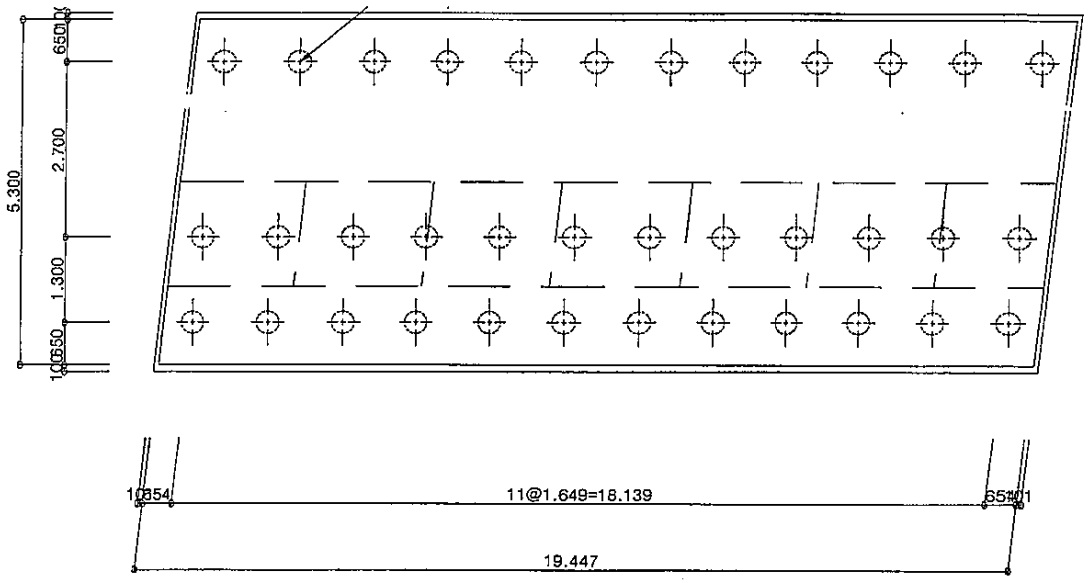
a. 강관말뚝과 PHC의 외경이 Φ500으로 동일함

b. 강관말뚝과 PHC의 연결은 하중분산용 구조체인 결합구를 강관말뚝 내측에 삽입후 강결시켜야 하며, 결합구가 부착된 강관말뚝과 PHC를 용접으로 연결 함.

2) 파일도심에서의 작용하중

구분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비 고
사용하중	COMBO 1	12468.230	3408.126	-1857.766	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 2	12079.290	3009.851	-2621.206	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)
	COMBO 3	12079.290	4417.542	5834.297	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	25023.408	3408.126	1576.475	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)
	COMBO 5	21919.842	3009.851	65.760	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)
	COMBO 6	21919.842	6278.269	17075.557	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)
계수하중	COMBO 1	17271.476	5793.814	-1088.103	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)
	COMBO 2	16435.255	5116.747	-2070.842	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)
	COMBO 3	12079.290	4417.542	5834.297	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)
	COMBO 4	35900.639	5793.814	3984.971	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)
	COMBO 5	29227.972	5116.747	1402.943	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)
	COMBO 6	21919.842	6278.269	17075.557	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

구분	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

구분		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}		$:\frac{1}{30}\alpha E_0$	66667	133333	kN/m³
K_H		$:k_{H0}(\frac{B_H}{30})^{-\frac{3}{4}}$	25628	55066	kN/m³
β		$\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$	0.431	0.521	m⁻¹
βL		βL≥3 (반무한장 말뚝)	7.277 ≥ 3	8.810 ≥ 3	...
		1<βL<3 (유한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	(반무한장 말뚝)	
고정	K1	4·E·I·β³	29522	52392	kN/m
	K2	2·E·I·β²	34281	50250	kN/rad
	K3	2·E·I·β²	34281	50250	kN.m/m
	K4	2·E·I·β	79615	96391	kN.m/rad
한지	K1	2·E·I·β³	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	1062777	1886125
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0	0
Axa,Aax	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\}$	-1234111	-1809006
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	8114167	8114167
Aya,Aay	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i + K_2\sin\theta_i\}$	0	0
Aaa	$\sum\{(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i)x_i^2 + (K_2+K_3)x_i\sin\theta_i + K_4\}$	25387456	25991401
일반식	$\begin{bmatrix}\delta_x\\ \delta_y\\ \alpha\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}A_{xx} & A_{xy} & A_{xa}\\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya}\\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa}\end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix}H_o\\ V_o\\ M_o\end{bmatrix}$		

구분	사용하중			계수하중		
	δx(m)	δy(m)	α(rad)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0033086	0.0015366	0.0000877	0.0057250	0.0021286	0.0002354
COMBO 2	0.0028744	0.0014887	0.0000365	0.0050021	0.0020255	0.0001616
COMBO 3	0.0027403	0.0014887	0.0004152	0.0027403	0.0014887	0.0004152
COMBO 4	0.0034751	0.0030839	0.0002310	0.0059709	0.0044244	0.0004472
COMBO 5	0.0030047	0.0027014	0.0001487	0.0051705	0.0036021	0.0003066
COMBO 6	0.0042419	0.0027014	0.0009522	0.0042419	0.0027014	0.0009522

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.242 ㎜ ≤ 말뚝의 허용변위 = 15.000 ㎜ ∴ 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	0.0033086	0.0016915	0.0000877	381.245	94.670	-106.443
	2	0.0033086	0.0015775	0.0000877	355.560	94.670	-106.443
	3	0.0033086	0.0013408	0.0000877	302.214	94.670	-106.443
COMBO 2	1	0.0028744	0.0015531	0.0000365	350.062	83.607	-95.633
	2	0.0028744	0.0015057	0.0000365	339.373	83.607	-95.633
	3	0.0028744	0.0014072	0.0000365	317.172	83.607	-95.633
COMBO 3	1	0.0027403	0.0022222	0.0004152	500.866	122.710	-97.681
	2	0.0027403	0.0016824	0.0004152	379.208	122.710	-97.681
	3	0.0027403	0.0005614	0.0004152	126.533	122.710	-97.681
COMBO 4	1	0.0034751	0.0034921	0.0002310	787.087	94.670	-100.736
	2	0.0034751	0.0031917	0.0002310	719.395	94.670	-100.736
	3	0.0034751	0.0025680	0.0002310	578.802	94.670	-100.736
COMBO 5	1	0.0030047	0.0029640	0.0001487	668.077	83.607	-91.168
	2	0.0030047	0.0027706	0.0001487	624.520	83.607	-91.168
	3	0.0030047	0.0023694	0.0001487	534.057	83.607	-91.168
COMBO 6	1	0.0042419	0.0043837	0.0009522	988.050	174.396	-121.373
	2	0.0042419	0.0031458	0.0009522	709.041	174.396	-121.373
	3	0.0042419	0.0005748	0.0009522	129.563	174.396	-121.373

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Ml(i)
COMBO 1	1	0.0057250	0.0025445	0.0002354	573.513	160.939	-177.513
	2	0.0057250	0.0022384	0.0002354	504.527	160.939	-177.513
	3	0.0057250	0.0016027	0.0002354	361.249	160.939	-177.513
COMBO 2	1	0.0050021	0.0023110	0.0001616	520.879	142.132	-158.613
	2	0.0050021	0.0021009	0.0001616	473.532	142.132	-158.613
	3	0.0050021	0.0016646	0.0001616	375.194	142.132	-158.613
COMBO 3	1	0.0027403	0.0022222	0.0004152	500.866	122.710	-97.681
	2	0.0027403	0.0016824	0.0004152	379.208	122.710	-97.681
	3	0.0027403	0.0005614	0.0004152	126.533	122.710	-97.681
COMBO 4	1	0.0059709	0.0052145	0.0004472	1175.320	160.939	-169.082
	2	0.0059709	0.0046331	0.0004472	1044.280	160.939	-169.082
	3	0.0059709	0.0034257	0.0004472	772.120	160.939	-169.082
COMBO 5	1	0.0051705	0.0041438	0.0003066	933.978	142.132	-152.840
	2	0.0051705	0.0037452	0.0003066	844.138	142.132	-152.840
	3	0.0051705	0.0029173	0.0003066	657.549	142.132	-152.840
COMBO 6	1	0.0042419	0.0043837	0.0009522	988.050	174.396	-121.373
	2	0.0042419	0.0031458	0.0009522	709.041	174.396	-121.373
	3	0.0042419	0.0005748	0.0009522	129.563	174.396	-121.373

ⓒ 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

구분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	381.245	94.670	-106.443	12
	2	0.467	0	355.560	94.670	-106.443	12
	3	-2.233	0	302.214	94.670	-106.443	12
	계			12468.230	3408.126	1857.766	36
COMBO 2	1	1.767	0	350.062	83.607	-95.633	12
	2	0.467	0	339.373	83.607	-95.633	12
	3	-2.233	0	317.172	83.607	-95.633	12
	계			12079.290	3009.851	-262.206	36
COMBO 3	1	1.767	0	500.866	122.710	-97.681	12
	2	0.467	0	379.208	122.710	-97.681	12
	3	-2.233	0	126.533	122.710	-97.681	12
	계			12079.290	4417.542	5834.297	36
COMBO 4	1	1.767	0	787.087	94.670	-100.736	12
	2	0.467	0	719.395	94.670	-100.736	12
	3	-2.233	0	578.802	94.670	-100.736	12
	계			25023.408	3408.126	1576.475	36
COMBO 5	1	1.767	0	668.077	83.607	-91.168	12
	2	0.467	0	624.520	83.607	-91.168	12
	3	-2.233	0	534.057	83.607	-91.168	12
	계			21919.842	3009.851	65.760	36
COMBO 6	1	1.767	0	988.050	174.396	-121.373	12
	2	0.467	0	709.041	174.396	-121.373	12
	3	-2.233	0	129.563	174.396	-121.373	12
	계			21919.842	6278.269	17075.557	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	보스
COMBO 1	1	1.767	0	573.513	160.939	-177.513	12
	2	0.467	0	504.527	160.939	-177.513	12
	3	-2.233	0	361.249	160.939	-177.513	12
	계			17271.476	5793.814	-1088.103	36
COMBO 2	1	1.767	0	520.879	142.132	-158.613	12
	2	0.467	0	473.532	142.132	-158.613	12
	3	-2.233	0	375.194	142.132	-158.613	12
	계			16435.255	5116.747	-2070.842	36
COMBO 3	1	1.767	0	500.866	122.710	-97.681	12
	2	0.467	0	379.208	122.710	-97.681	12
	3	-2.233	0	126.533	122.710	-97.681	12
	계			12079.290	4417.542	5834.297	36
COMBO 4	1	1.767	0	1175.320	160.939	-169.082	12
	2	0.467	0	1044.280	160.939	-169.082	12
	3	-2.233	0	772.120	160.939	-169.082	12
	계			35900.639	5793.814	-3984.971	36
COMBO 5	1	1.767	0	933.978	142.132	-152.840	12
	2	0.467	0	844.138	142.132	-152.840	12
	3	-2.233	0	657.549	142.132	-152.840	12
	계			29227.972	5116.747	-1402.943	36
COMBO 6	1	1.767	0	988.050	174.396	-121.373	12
	2	0.467	0	709.041	174.396	-121.373	12
	3	-2.233	0	129.563	174.396	-121.373	12
	계			21919.842	6278.269	-1075.557	36

② 말뚝머리 힌지일 경우

ⓐ 기초의 변위

말뚝원점에서의 변위		계산값	
		평상시	지진시
Axx	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	531389	943062
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	8114167	8114167
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	22521321	22521321
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		
	δ x(m)	δ y(m)	α(rad)	δ x(m)	δ y(m)	α(rad)
COMBO 1	0.0064136	0.0015366	-0.0000825	0.0109032	0.0021286	-0.0000483
COMBO 2	0.0056641	0.0014887	-0.0001164	0.0096290	0.0020255	-0.0000920
COMBO 3	0.0046843	0.0014887	0.0002591	0.0046843	0.0014887	0.0002591
COMBO 4	0.0064136	0.0030839	0.0000700	0.0109032	0.0044244	0.0001769
COMBO 5	0.0056641	0.0027014	0.0000029	0.0096290	0.0036021	0.0000623
COMBO 6	0.0066573	0.0027014	0.0007582	0.0066573	0.0027014	0.0007582

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 6.657 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	0.0064136	0.0013909	-0.0000825	313.493	94.670	0.000
	2	0.0064136	0.0014981	-0.0000825	337.663	94.670	0.000
	3	0.0064136	0.0017208	-0.0000825	387.863	94.670	0.000
COMBO 2	1	0.0056641	0.0012830	-0.0001164	289.191	83.607	0.000
	2	0.0056641	0.0014344	-0.0001164	323.294	83.607	0.000
	3	0.0056641	0.0017486	-0.0001164	394.123	83.607	0.000
COMBO 3	1	0.0046843	0.0019463	0.0002591	438.691	122.710	0.000
	2	0.0046843	0.0016096	0.0002591	362.784	122.710	0.000
	3	0.0046843	0.0009101	0.0002591	205.132	122.710	0.000
COMBO 4	1	0.0064136	0.0032076	0.0000700	722.968	94.670	0.000
	2	0.0064136	0.0031166	0.0000700	702.457	94.670	0.000
	3	0.0064136	0.0029276	0.0000700	659.859	94.670	0.000
COMBO 5	1	0.0056641	0.0027066	0.0000029	610.047	83.607	0.000
	2	0.0056641	0.0027028	0.0000029	609.192	83.607	0.000
	3	0.0056641	0.0026949	0.0000029	607.415	83.607	0.000
COMBO 6	1	0.0066573	0.0040409	0.0007582	910.794	174.396	0.000
	2	0.0066573	0.0030553	0.0007582	688.634	174.396	0.000
	3	0.0066573	0.0010081	0.0007582	227.225	174.396	0.000

- 계수하중 조합

구분		δX(i)	δY(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0109032	0.0020432	-0.0000483	460.525	160.939	0.000
	2	0.0109032	0.0021060	-0.0000483	474.681	160.939	0.000
	3	0.0109032	0.0022365	-0.0000483	504.084	160.939	0.000
COMBO 2	1	0.0096290	0.0018631	-0.0000920	419.921	142.132	0.000
	2	0.0096290	0.0019826	-0.0000920	446.863	142.132	0.000
	3	0.0096290	0.0022309	-0.0000920	502.821	142.132	0.000
COMBO 3	1	0.0046843	0.0019463	0.0002591	438.691	122.710	0.000
	2	0.0046843	0.0016096	0.0002591	362.784	122.710	0.000
	3	0.0046843	0.0009101	0.0002591	205.132	122.710	0.000
COMBO 4	1	0.0109032	0.0047370	0.0001769	1067.697	160.939	0.000
	2	0.0109032	0.0045070	0.0001769	1015.851	160.939	0.000
	3	0.0109032	0.0040293	0.0001769	908.171	160.939	0.000
COMBO 5	1	0.0096290	0.0037121	0.0000623	836.693	142.132	0.000
	2	0.0096290	0.0036312	0.0000623	818.440	142.132	0.000
	3	0.0096290	0.0034630	0.0000623	780.531	142.132	0.000
COMBO 6	1	0.0066573	0.0040409	0.0007582	910.794	174.396	0.000
	2	0.0066573	0.0030553	0.0007582	688.634	174.396	0.000
	3	0.0066573	0.0010081	0.0007582	227.225	174.396	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	편심	축력	수평력	모멘트	개수
COMBO 1	1	1.767	0	313.493	94.670	0.000	12
	2	0.467	0	337.663	94.670	0.000	12
	3	-2.233	0	387.863	94.670	0.000	12
	계			12468.230	3408.126	1857.766	36
COMBO 2	1	1.767	0	289.191	83.607	0.000	12
	2	0.467	0	323.294	83.607	0.000	12
	3	-2.233	0	394.123	83.607	0.000	12
	계			12079.290	3009.851	-2621.206	36
COMBO 3	1	1.767	0	438.691	122.710	0.000	12
	2	0.467	0	362.784	122.710	0.000	12
	3	-2.233	0	205.132	122.710	0.000	12
	계			12079.290	4417.542	-5834.297	36
COMBO 4	1	1.767	0	722.968	94.670	0.000	12
	2	0.467	0	702.457	94.670	0.000	12
	3	-2.233	0	659.859	94.670	0.000	12
	계			25023.408	3408.126	1576.475	36
COMBO 5	1	1.767	0	610.047	83.607	0.000	12
	2	0.467	0	609.192	83.607	0.000	12
	3	-2.233	0	607.415	83.607	0.000	12
	계			21919.842	3009.851	65.760	36
COMBO 6	1	1.767	0	910.794	174.396	0.000	12
	2	0.467	0	688.634	174.396	0.000	12
	3	-2.233	0	227.225	174.396	0.000	12
	계			21919.842	6278.269	7075.557	36

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	460.525	160.939	0.000	12
	2	0.467	0	474.681	160.939	0.000	12
	3	-2.233	0	504.084	160.939	0.000	12
	계			17271.476	5793.814	-1088.103	36
COMBO 2	1	1.767	0	419.921	142.132	0.000	12
	2	0.467	0	446.863	142.132	0.000	12
	3	-2.233	0	502.821	142.132	0.000	12
	계			16435.255	5116.747	-2070.842	36
COMBO 3	1	1.767	0	438.691	122.710	0.000	12
	2	0.467	0	362.784	122.710	0.000	12
	3	-2.233	0	205.132	122.710	0.000	12
	계			12079.290	4417.542	5834.297	36
COMBO 4	1	1.767	0	1067.697	160.939	0.000	12
	2	0.467	0	1015.851	160.939	0.000	12
	3	-2.233	0	908.171	160.939	0.000	12
	계			35900.639	5793.814	3984.971	36
COMBO 5	1	1.767	0	836.693	142.132	0.000	12
	2	0.467	0	818.440	142.132	0.000	12
	3	-2.233	0	780.531	142.132	0.000	12
	계			29227.972	5116.747	1402.943	36
COMBO 6	1	1.767	0	910.794	174.396	0.000	12
	2	0.467	0	688.634	174.396	0.000	12
	3	-2.233	0	227.225	174.396	0.000	12
	계			21919.842	6278.269	17075.557	36

11.3 말뚝머리 작용력 집계표

1) 말뚝머리 고정일 경우

구분		사용하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	381.245	94.670	-106.443	573.513	160.939	-177.513
	2	355.560	94.670	-106.443	504.527	160.939	-177.513
	3	302.214	94.670	-106.443	361.249	160.939	-177.513
COMBO 2	1	350.062	83.607	-95.633	520.879	142.132	-158.613
	2	339.373	83.607	-95.633	473.532	142.132	-158.613
	3	317.172	83.607	-95.633	375.194	142.132	-158.613
COMBO 3	1	500.866	122.710	-97.681	500.866	122.710	-97.681
	2	379.208	122.710	-97.681	379.208	122.710	-97.681
	3	126.533	122.710	-97.681	126.533	122.710	-97.681
COMBO 4	1	787.087	94.670	-100.736	1175.320	160.939	-169.082
	2	719.395	94.670	-100.736	1044.280	160.939	-169.082
	3	578.802	94.670	-100.736	772.120	160.939	-169.082
COMBO 5	1	668.077	83.607	-91.168	933.978	142.132	-152.840
	2	624.520	83.607	-91.168	844.138	142.132	-152.840
	3	534.057	83.607	-91.168	657.549	142.132	-152.840
COMBO 6	1	988.050	174.396	-121.373	988.050	174.396	-121.373
	2	709.041	174.396	-121.373	709.041	174.396	-121.373
	3	129.563	174.396	-121.373	129.563	174.396	-121.373

2) 말뚝머리 힌지일 경우

구분		사용한계하중			계수하중		
		축력	수평력	모멘트	축력	수평력	모멘트
COMBO 1	1	313.493	94.670	0.000	460.525	160.939	0.000
	2	337.663	94.670	0.000	474.681	160.939	0.000
	3	387.863	94.670	0.000	504.084	160.939	0.000
COMBO 2	1	289.191	83.607	0.000	419.921	142.132	0.000
	2	323.294	83.607	0.000	446.863	142.132	0.000
	3	394.123	83.607	0.000	502.821	142.132	0.000
COMBO 3	1	438.691	122.710	0.000	438.691	122.710	0.000
	2	362.784	122.710	0.000	362.784	122.710	0.000
	3	205.132	122.710	0.000	205.132	122.710	0.000
COMBO 4	1	722.968	94.670	0.000	1067.697	160.939	0.000
	2	702.457	94.670	0.000	1015.851	160.939	0.000
	3	659.859	94.670	0.000	908.171	160.939	0.000
COMBO 5	1	610.047	83.607	0.000	836.693	142.132	0.000
	2	609.192	83.607	0.000	818.440	142.132	0.000
	3	607.415	83.607	0.000	780.531	142.132	0.000
COMBO 6	1	910.794	174.396	0.000	910.794	174.396	0.000
	2	688.634	174.396	0.000	688.634	174.396	0.000
	3	227.225	174.396	0.000	227.225	174.396	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 = 6.414 mm ∴ O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 mm > δ = 6.657 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	381.245	302.214	968.500	445.100	O.K
	HINGE	387.863	313.493	968.500	445.100	O.K
COMBO 2	FIX	350.062	317.172	968.500	445.100	O.K
	HINGE	394.123	289.191	968.500	445.100	O.K
COMBO 3	FIX	500.866	126.533	1452.750	667.650	O.K
	HINGE	438.691	205.132	1452.750	667.650	O.K
COMBO 4	FIX	787.087	578.802	968.500	445.100	O.K
	HINGE	722.968	659.859	968.500	445.100	O.K
COMBO 5	FIX	668.077	534.057	968.500	445.100	O.K
	HINGE	610.047	607.415	968.500	445.100	O.K
COMBO 6	FIX	988.050	129.563	1452.750	667.650	O.K
	HINGE	910.794	227.225	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	381.245	106.443	83.977	140	O.K
	HINGE	387.863	70.884	64.698	140	O.K
COMBO 2	FIX	350.062	95.633	75.942	140	O.K
	HINGE	394.123	62.601	60.516	140	O.K
COMBO 3	FIX	500.866	97.681	86.955	210	O.K
	HINGE	438.691	75.888	70.801	210	O.K
COMBO 4	FIX	787.087	100.736	107.394	140	O.K
	HINGE	722.968	70.884	86.646	140	O.K
COMBO 5	FIX	668.077	91.168	94.296	140	O.K
	HINGE	610.047	62.601	74.659	140	O.K
COMBO 6	FIX	988.050	121.373	131.997	210	O.K
	HINGE	910.794	107.853	119.442	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	94.670	12.398	80	O.K
	HINGE	94.670	12.398	80	O.K
COMBO 2	FIX	83.607	10.949	80	O.K
	HINGE	83.607	10.949	80	O.K
COMBO 3	FIX	122.710	16.069	120	O.K
	HINGE	122.710	16.069	120	O.K
COMBO 4	FIX	94.670	12.398	80	O.K
	HINGE	94.670	12.398	80	O.K
COMBO 5	FIX	83.607	10.949	80	O.K
	HINGE	83.607	10.949	80	O.K
COMBO 6	FIX	174.396	22.838	120	O.K
	HINGE	174.396	22.838	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	787.087	19.653	13.493	9.420	20	0	O.K
	HINGE	722.968	24.454	13.384	8.314	20	0	O.K
지진시 최대	FIX	988.050	31.056	16.579	10.141	26.60	-3	O.K
	HINGE	910.794	45.630	17.358	7.899	26.60	-3	O.K
지진시 최소	FIX	126.533	31.056	8.418	1.980	26.60	-3	O.K
	HINGE	205.132	45.630	10.673	1.214	26.60	-3	O.K

④ PHC 말뚝의 전단응력 검토

τpa = 0.85 Mpa × C_N [축방향압축력에 대한 보정계수]

여기서, C_N = 1 + M_o / M

= 1.372 (1 ≤ CN ≤ 2)

※ CN = 1.372 적용

M : 부재단면에 작용하는 휨모멘트 (N.mm)

M_o : 축방향 압축력에 의해 콘크리트 응력이 부재 인장연에서 영으로 되는 휨모멘트 (N.mm)

$$M_o = \frac{N \times Ic}{Ac \times y}$$

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 = 1.17 MPa (평상시)

※ τpa = 1.170 MPa (평상시) 적용

= 1.556 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	11.117	0.206	1.170	O.K
	HINGE	32.464	0.601	1.170	O.K
지진시최대	FIX	28.609	0.529	1.556	O.K
	HINGE	75.125	1.390	1.556	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 안전
- 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	929.497	O.K
	허용인발력(kN/EA)	0	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	121.205	O.K
	전단응력(MPa)	80	14.406	O.K
	수평변위(mm)	15	7.45	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1085.189	O.K
	허용인발력(kN/EA)	0	-	O.K
	휨응력(MPa)	210	135.876	O.K
	전단응력(MPa)	120	24.871	O.K
	수평변위(mm)	15	7.247	O.K

■ 단면 휨 설계

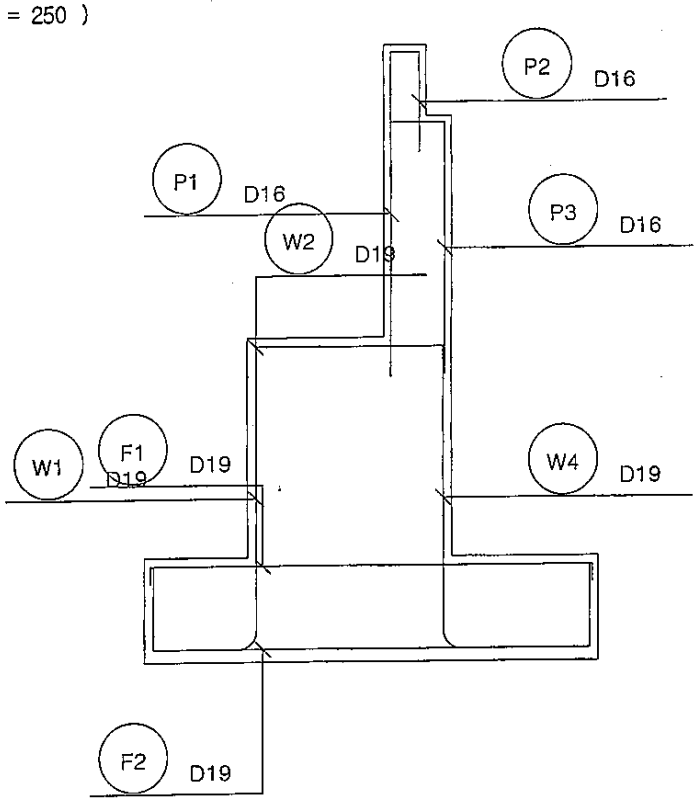
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	안전도	비 고
전면저판		1200	150	1347.77	2292	357.459	603.833	1.689	O.K
후면저판		1200	100	468.923	2292	131.121	633.056	4.828	O.K
벽체	H=5.848	2400	100	1071.39	2292	626.217	1334.408	2.131	O.K
흉벽		800	80	1072.23	1588.8	194.706	286.971	1.474	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1227.4	2292	112.98	206.4	1.827	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2823.06	3096.8	251.413	274.202	1.091	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1381.8	2292	126.793	206.4	1.628	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2527.09	3096.8	226.457	274.202	1.211	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1281.19	2292	117.802	206.4	1.752	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2767.53	3096.8	246.756	274.202	1.111	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1354.22	2292	124.332	206.4	1.66	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2417.31	4053.6	217.117	351.648	1.62	O.K

■ 사용성 검토

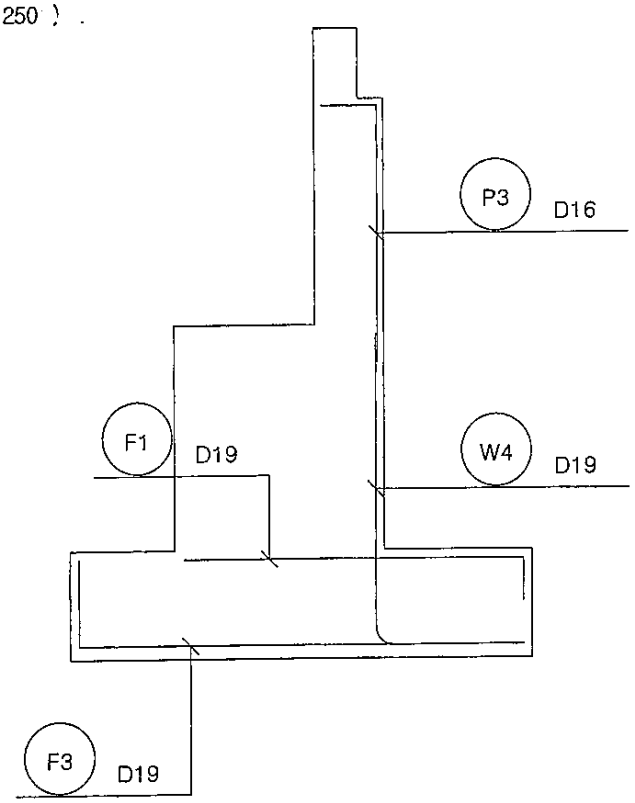
구 분		인장응력(ffs)	허용응력(ffsa)	철근간격(S)	최대간격(Sa)	비 고
전면저판		104.844	150	125	399.863	O.K
후면저판		42.938	150	125	1467.248	O.K
벽체	H=5.848	50.513	150	125	1247.193	O.K
흉벽		105.8	150	125	564.332	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	85.626	150	125	735.756	O.K
	A(T=450 mm)	142.813	150	125	378.921	O.K
	B(T=450 mm)	96.095	150	125	643.255	O.K
	C(T=450 mm)	128.637	150	125	439.689	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	89.281	150	125	705.64	O.K
	A(T=450 mm)	140.167	150	125	389.328	O.K
	B(T=450 mm)	94.229	150	125	659.478	O.K
	C(T=450 mm)	95.406	150	125	656.671	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

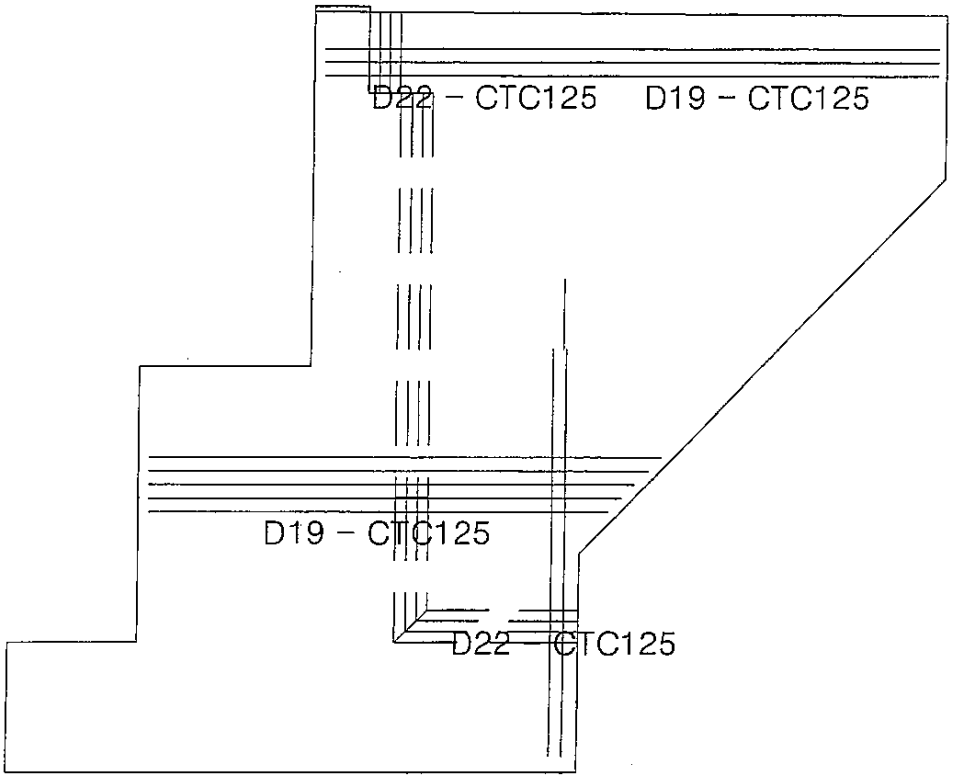


- ② Cycle (CTC = 250)

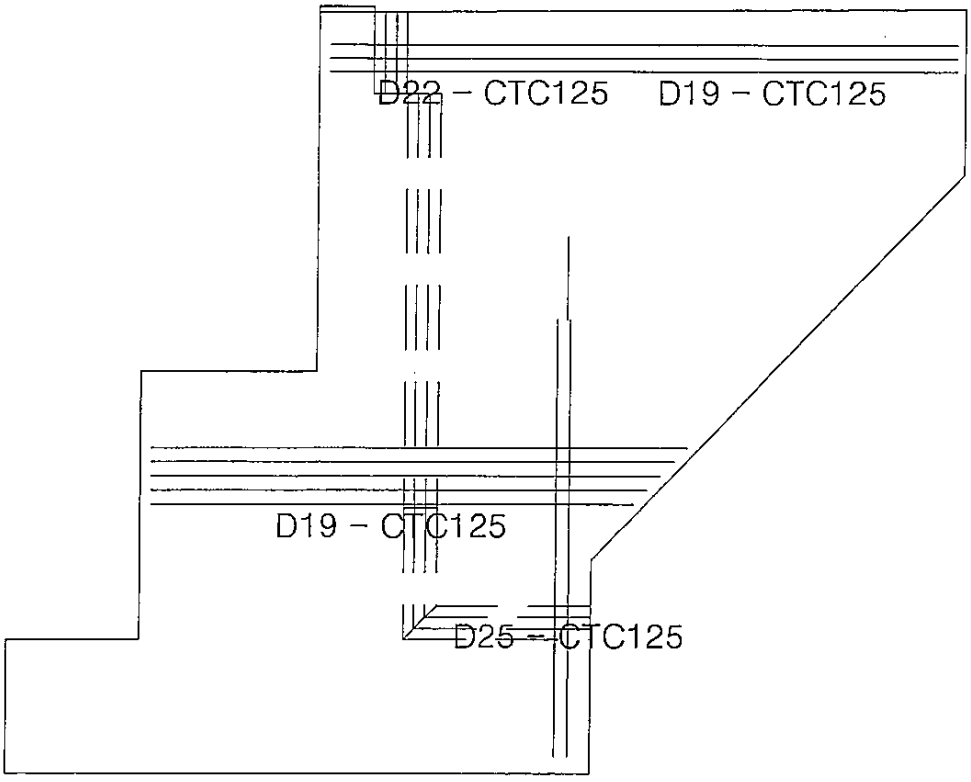


▣ 주철근 조립도

- 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 = 19.629 M	
(5) 교 대 총높이	: H = 7.048 M	
(6) 기 초 형 식	: 말뚝기초	
(7) SKEW	: 102.000 °	

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 = 501.329 kN/m	
(6) 상부 활하중 반력	: Rl = 138.286 kN/m	
(7) 교량받침 마찰계수	: fs = 0.150	

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각	: $\Phi 1$ = 35.000 °	
(2) 기초지반의 N치	: N = 8.000	
(3) 기초지반의 내부마찰각	: $\Phi 2$ = 25.954 ° {$\Phi 2 = 15 + \sqrt{15N}$}	
(4) 기초지반의 점착력	: C = 0.000 kN/m²	
(5) 기초지반의 마찰계수	: μ = 0.312 ; 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]

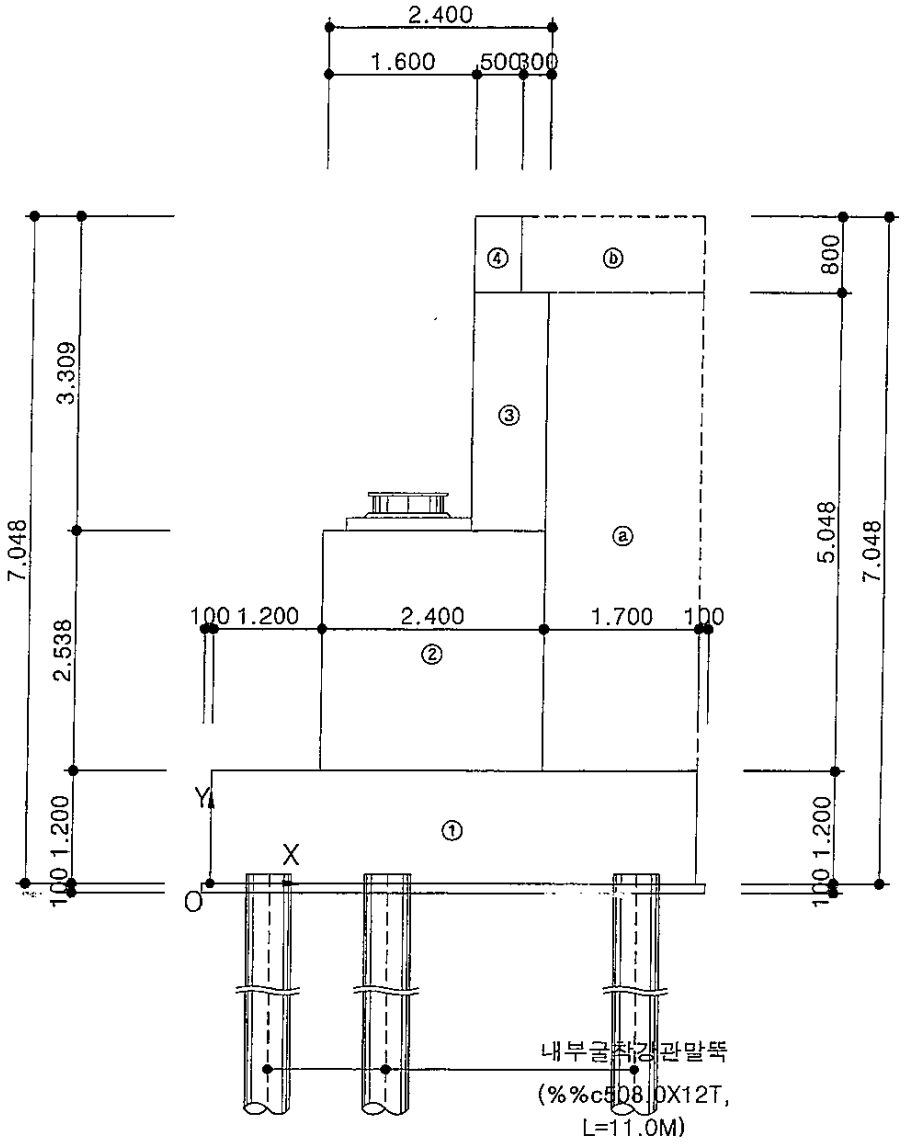
5) 설 계 방 법

(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	6	7	계
고정하중	1397.892	1407.280	1391.826	1399.133	1412.664	1434.543	1397.219	9840.557
활하중	473.335	441.603	376.448	346.605	346.802	365.306	364.312	2714.411

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	7	계
교축방향	260.851	267.135	265.091	266.314	268.396	271.771	261.179	1860.737
직각방향	260.851	267.135	265.091	266.314	268.396	271.771	261.179	1860.737

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=0.000)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

(단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai) m³		단위중량(γ) kN/m³	수직력(Vi) kN	수평력(Hi) kN
교대구체	①	5.300 × 1.200	= 6.360	25.000	159.000	12.243
	②	2.400 × 2.538	= 6.092	25.000	152.300	11.727
	③	0.800 × 2.509	= 2.007	25.000	50.187	3.864
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 14.859		371.486	28.604
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.048	= 8.581	20.000	171.621	13.215
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.181		203.621	15.679
총 계					575.107	44.283

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	My
		Xi(m)	Yi(m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.650	0.600	421.350	7.346
	②	2.400	2.469	365.520	28.956
	③	3.200	4.993	160.597	19.295
	④	3.050	6.648	30.500	5.119
	소 계			977.967	60.715
뒷채움재	ⓐ	4.450	3.724	763.711	49.210
	ⓑ	4.300	6.648	137.600	16.380
	소 계			901.311	65.589
총 계				1879.278	126.305

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 977.967 / 371.486 = 2.633 m
  Y = 60.715 / 28.604 = 2.123 m
- 뒷채움재 : X = 901.311 / 203.621 = 4.426 m
  Y = 65.589 / 15.679 = 4.183 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)

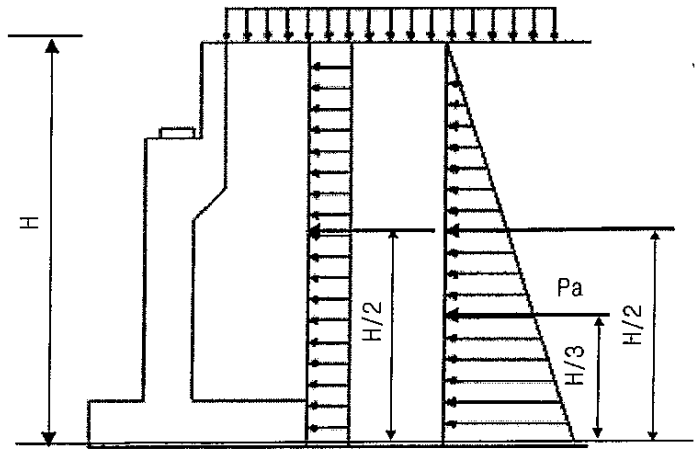
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

θ = tan⁻¹[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평상시		지진시	
	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 = 7.048 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.048^2 x cos(0.000)

= 134.604 kN

y = H / 3 = 2.349 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.048 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.048^2 x cos(0.000)

= 155.962 kN

∴ y = H / 2 = 3.524 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 5.848 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 5.848^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 84.057 kN

y = H / 3 = 1.949 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 5.848 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 5.848^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 107.373 kN

y = H / 2 = 2.924 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 9840.557 ÷ (19.200 / sin102.000) = 501.329 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2714.411 ÷ (19.200 / sin102.000) = 138.286 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.3$

$= 0.012576$ m

교량받침의 개수 : N = 7 EA

교대의 폭원 : B = 19.629 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 3834.400 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 3834.400 \times 0.012576 \times 7 / 19.629$

$= 17.197$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

$Fm = \sum H \div (19.200 / \sin 102.0)$

$= 94.796$ kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1860.737 kN 임. 「지진하중 집계표」 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 2.000 = 20.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.048 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 7.048 \times \cos 0.000$

$= 19.099$ kN

$y = H / 2 = 3.524$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 5.848 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 5.848 \times \cos 11.667$

$= 14.374$ kN

$y = H / 2 = 2.924$ 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)	371.486	-	2.633	2.123	977.966	-
2. 교대구체(지진시)	371.486	28.604	2.633	2.123	977.966	60.714
3. 뒷채움재(평상시)	203.621	-	4.426	4.183	901.313	-
4. 뒷채움재(지진시)	203.621	15.679	4.426	4.183	901.313	65.590
5. 배면토압(평상시)	-	134.604	-	2.349	-	316.214
6. 배면토압(지진시)	-	155.962	-	3.524	-	549.584
7. 뒷채움 상재하중	20.000	19.099	4.300	3.524	86.000	67.302
8. 상부 고정하중반력	501.329	-	2.121	-	1063.319	-
9. 상부 활하중반력	138.286	-	2.121	-	293.305	-
10. 교량받침마찰력	-	17.197	-	4.138	-	71.167
11. 상부관성력	-	94.796	-	4.138	-	392.297

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)	595.107	153.703	1965.279	383.516
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	575.107	134.604	1879.279	316.214
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	575.107	200.245	1879.279	675.888
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1234.722	170.900	3321.903	454.683
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1076.436	151.801	2942.598	387.381
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1076.436	295.041	2942.598	1068.185

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	10.000	6.500	-
2 열	1.950	10.000	19.500	-
3 열	4.650	10.000	46.500	-
계	-	30.000	72.500	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+	11681.355	3017.036	-0.241	-2815.207
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	11288.775	2642.142	-0.301	-3397.921
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	11288.775	3930.609	0.324	3657.563
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	24236.358	3354.596	0.095	2302.454
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	21129.362	2979.702	0.043	908.563
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	21129.362	5791.360	0.675	14262.320

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 19.629 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.

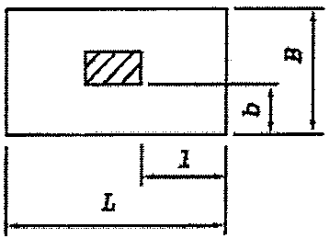
$\beta\lambda \leq 1.0$

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 30 / (19.629 x 5.300) = 48504.221 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 19.629 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.300 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 30 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 48504.221) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.236$ (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, 휨균기준으로 검토

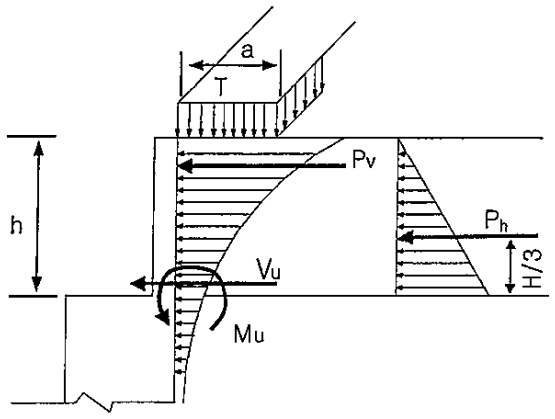


$\beta\lambda = 0.236 \times 1.700 = 0.402 \leq 1.0$, ∴ O.K

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 (3.309 - 0.36) = 84.836 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 3.309^2 x cos11.667 = 26.921 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 3.309 x 26.921 = 29.697 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 26.921 = 94.665 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 84.836 + 1.70 x 29.697 = 194.706 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.509 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.864 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.864 + 0.770 = 4.634 kN

Mw = 3.864 x 2.509/2 + 0.770 x (2.509 + 0.800/2) = 7.089 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 3.309^2 x cos0.000 = 34.388 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 3.309 x 34.388 = 56.901 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.634 + 1.00 x 34.388 = 39.023 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 7.089 + 1.00 x 56.901 = 63.990 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시	94.665	194.706	
지진시	39.023	63.990	
설계단면력	94.665	194.706	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.848 m 「하중계산 참조」

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	16.361	2.062	-	1.000	16.361	33.735
2. 배면토압(평상시)	84.057	1.949	1.700	-	142.897	278.538
3. 배면토압(지진시)	107.373	2.924	-	1.000	107.373	313.941
4. 뒷채움 상재하중	14.374	2.924	1.700	-	24.436	71.446
5. 교량받침마찰력	17.197	2.938	1.300	-	22.356	65.690
6. 상부구성력	94.796	2.938	-	1.000	94.796	278.542

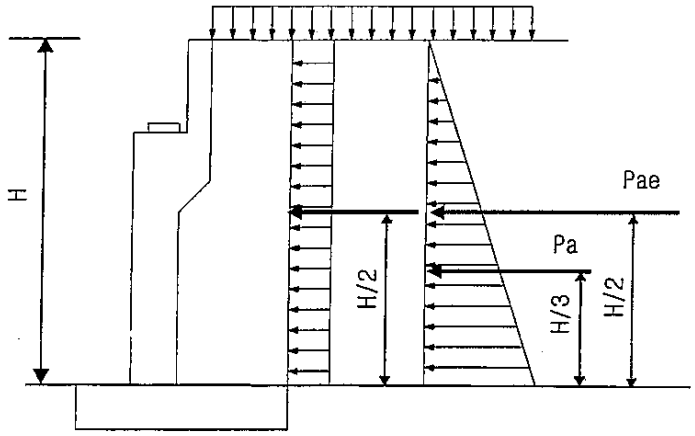
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 16.361 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 33.735 kN.m

y = Mo / Ho = 33.735 / 16.361 = 2.062



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(KN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 5.848 m)	189.689	415.674	
지진시(H = 5.848 m)	218.530	626.218	
설계단면력	218.530	626.217	

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)	371.486	-	2.633	2.123	977.966	-
2. 교대구체(지진시)	371.486	28.604	2.633	2.123	977.966	60.714
3. 뒷채움재(평상시)	203.621	-	4.426	4.183	901.313	-
4. 뒷채움재(지진시)	203.621	15.679	4.426	4.183	901.313	65.590
5. 배면토압(평상시)	-	134.604	-	2.349	-	316.214
6. 배면토압(지진시)	-	155.962	-	3.524	-	549.584
7. 토압의 연직분력	18.739	-	4.733	-	88.698	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	19.099	4.300	3.524	86.000	67.302
9. 상부 고정하중반력	501.329	-	2.121	-	1063.319	-
10. 상부 활하중반력	138.286	-	2.121	-	293.305	-
11. 교량받침마찰력	-	17.197	-	4.138	-	71.167
12. 상부관성력	-	94.796	-	4.138	-	392.297

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+	822.495	261.295	2778.749	651.977
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	779.495	228.827	2593.849	537.564
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	575.107	200.245	1879.279	675.888
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1771.538	283.651	4791.670	744.494
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1431.223	251.183	3976.164	630.081
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1079.436	295.041	2942.598	1068.185

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

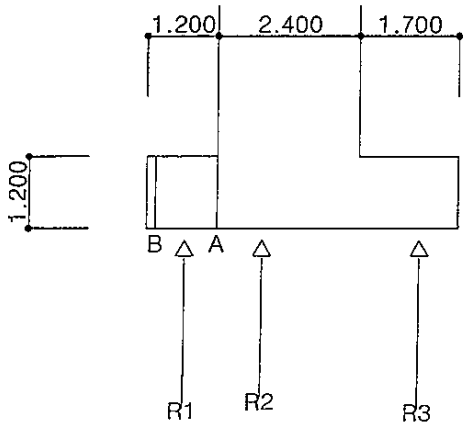
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	16144.762	5128.962	-0.169	-2728.465
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	15300.715	4491.641	-0.221	-3381.458
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	11288.775	3930.609	0.324	3657.563
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	34773.519	5567.789	0.132	4590.105
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	28093.478	4930.469	0.079	2219.385
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	21129.362	5791.360	0.675	14262.320

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(19.629 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 10본 / 19.629 (kN/m)
R2 = Ru2 x 10본 / 19.629 (kN/m)
R3 = Ru3 x 10본 / 19.629 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	602.320	555.110	611.340
COMB 2	546.870	519.760	600.720
COMB 3	519.400	414.090	278.190
COMB 4	1375.950	1216.400	1036.000
COMB 5	1092.500	977.670	876.920
COMB 6	1085.190	804.920	321.780

- 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		설계 단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN m)	Vu(kN)	Mu(kN m)
COMB 1	0.000	168.769	5.850	140.689
COMB 2	0.000	153.232	5.850	125.152
COMB 3	0.000	145.535	4.500	123.935
COMB 4	0.000	385.539	5.850	357.459
COMB 5	0.000	306.117	5.850	278.037
COMB 6	0.000	304.069	4.500	282.469

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-은도하중

COMB 1 = 1.300D + 2.150L + 1.700H + 1.300G

COMB 2 = 1.300D + 1.700H + 1.300G

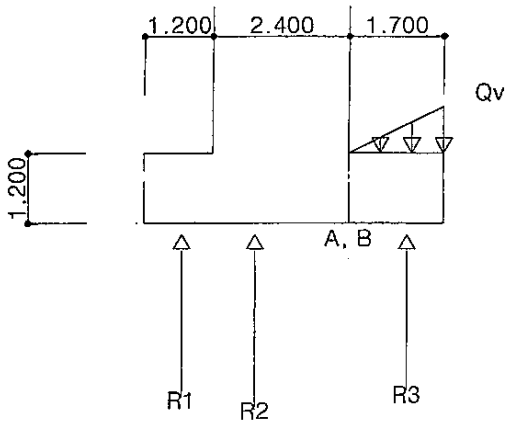
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 10본 / 19.629 (kN/m)

R2 = Ru2 x 10본 / 19.629 (kN/m)

R3 = Ru3 x 10본 / 19.629 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	480.270	522.870	457.050
COMB 2	438.280	491.070	463.440
COMB 3	453.890	396.790	195.390
COMB 4	1256.510	1184.840	885.000
COMB 5	983.540	948.890	739.180
COMB 6	1006.920	784.250	222.830

- 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 = 203.621 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 203.621 kN

Ma = 203.621 x (4.426 - 3.600) = 168.277 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

$Pv = 1/2 \times Ka \times r \times H^2 \times \sin\delta$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 5.848^2 \times \sin 11.667$

= 18.739 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 18.739 / 1.700

= 22.046 kN

Vb = 22.046 x 1.700 / 2 = 18.739 kN

Ma = 22.046 x 1.700 x 1.700 / 3 = 21.238 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	232.845	244.487	166.568	97.800
COMB 2	236.100	247.905	126.763	63.315
COMB 3	99.542	104.519	155.079	107.109
COMB 4	450.865	473.408	51.451	-131.121
COMB 5	376.577	395.405	13.713	-84.185
COMB 6	113.521	119.197	141.099	92.430

註) 말뚝반력산정시 하중계수가 적용되었으므로, 하중계수를 적용하지 않는다.

말뚝반력에 의한 단면력

D-고정하중, L-활하중, H-토압, E-지진하중, G-은도하중

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 = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1050.0	150.0	357.5	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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1347.769 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.701]

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 = 1347.769 mm²

ρmin = Max(1347.769, 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 (= 357.459 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.689]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1050.00 = 857.321 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 = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1200.0	1100.0	100.0	131.1	166.6

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 468.923 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.888]

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 = 468.923 mm²

ρmin = Max(468.923, 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 (= 131.121 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.828]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 1100.00 = 898.146 kN

≥ Vu (= 166.568 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=5.848

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN-m)	Vu(kN)
1000.0	2400.0	2300.0	100.0	626.2	218.5

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1071.389 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.139]

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 (= 626.217 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.131]

* 전단에 대한 검토 (d = 2300.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2300.00 = 1877.942 kN

≥ Vu (= 218.530 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 = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	800.0	720.0	80.0	194.7	94.7

* 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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1072.231 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.482]

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 (= 194.706 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.474]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 720.00 = 587.878 kN

≥ Vu (= 94.665 kN) , 전단보강 불필요.

* 0.0015hb 『도로교설계기준 4.3.9』

h : 부재두께 b : 부재 폭

사용철근량 : D19 - CTC 300

D19 - CTC 520 = 1505.962 ㎟

필요철근량 : 0.0015 x 800.0 x 1000.0 = 1200.000 ㎟ < 1505.962 ㎟ ∴ O.K

* 노출면 300㎟ 이상 『도로교설계기준 4.3.9, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : D19 - CTC 520 = 550.962 ㎟

필요철근량 : 300.000 ㎟ < 551.0 ㎟ ∴ 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 (3.309 - 0.36) = 84.836 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 3.309^2 x cos11.667 = 26.921 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 3.309 x 26.921 = 29.697 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 26.921 = 55.685 kN

Ms = 84.836 + 29.697 = 114.533 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 5.848 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	16.361	2.062	-	1.000	16.361	33.735
2. 배면토압(평상시)	84.057	1.949	1.000	-	84.057	163.846
3. 배면토압(지진시)	107.373	2.924	-	1.000	107.373	313.941
4. 뒷채움 상재하중	14.374	2.924	1.000	-	14.374	42.027
5. 교량받침마찰력	17.197	2.938	1.000	-	17.197	50.530
6. 상부관성력	94.796	2.938	-	1.000	94.796	278.542

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 16.361 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 33.735 kN.m

y = Mo / Ho = 33.735 / 16.361 = 2.062

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	115.628	256.403	

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+	613.846	153.703	2053.977	383.516
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	593.846	134.604	1967.977	316.214
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	575.107	200.245	1879.279	675.889
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1253.461	170.900	3410.600	454.683
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1095.175	151.801	3031.296	387.381
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1076.436	295.041	2942.598	1068.186

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

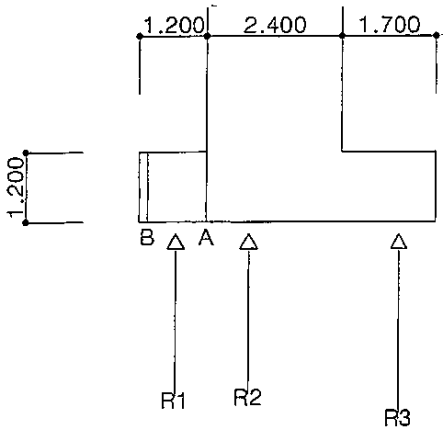
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	12049.183	3017.036	-0.305	-3675.001
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	11656.603	2642.142	-0.365	-4254.660
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	11288.775	3930.609	0.324	3657.563
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	24604.186	3354.596	0.058	1427.043
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	21497.190	2979.702	0.003	64.492
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	21129.362	5791.360	0.675	14262.320

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(19.629 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 10본 / 19.629 (kN/m)
R2 = Ru2 x 10본 / 19.629 (kN/m)
R3 = Ru3 x 10본 / 19.629 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	403.530	393.120	464.890
COMB 2	370.510	374.770	467.430
COMB 3	519.400	414.090	278.190
COMB 4	929.500	840.000	746.120
COMB 5	790.190	727.000	679.940
COMB 6	1085.190	804.920	321.780

- 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

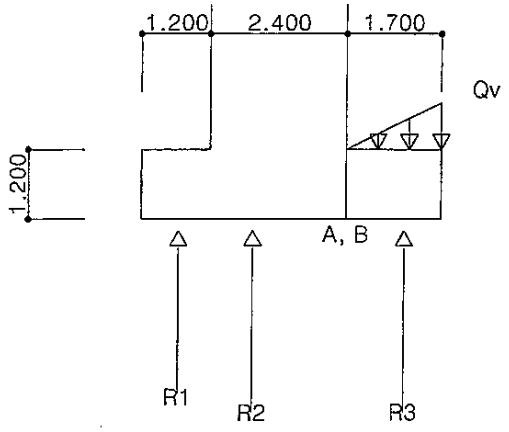
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	113.069	4.500	91.469
COMB 2	0.000	103.816	4.500	82.216
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	260.445	4.500	238.845
COMB 5	0.000	221.410	4.500	199.810
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 10본 / 19.629 (kN/m)

R2 = Ru2 x 10본 / 19.629 (kN/m)

R3 = Ru3 x 10본 / 19.629 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB-1	329.650	373.600	371.490
COMB-2	304.200	357.250	383.600
COMB-3	453.890	396.790	195.390
COMB-4	856.730	820.780	654.130
COMB-5	723.590	709.400	595.750
COMB-6	1006.920	784.250	222.830

- 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		설계 단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB-1	189.256	198.719	101.104	48.596
COMB-2	195.426	205.197	77.934	27.668
COMB-3	-	-	-	-
COMB-4	333.248	349.910	42.888	-102.595
COMB-5	303.506	318.681	30.146	-85.816
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)] = 238.845 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 104.844 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 / 104.84) - 2.5 x 140.50 = 399.86 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 104.84) = 600.89 mm
Sa는 작은 값인 399.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.86 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 102.595 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 42.938 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 / 42.94) - 2.5 x 90.50 = 1607.81 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 42.94) = 1467.25 mm
Sa는 작은 값인 1467.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1467.25 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=5.848

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 256.403 x 1000000 / [2292.000 x (2300.000 - 256.095/3)]
= 50.513 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 ㎟ (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 / 50.51) - 2.5 x 90.50 = 1332.74 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 50.51) = 1247.19 ㎜

Sa는 작은 값인 1247.19 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1247.19 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.533 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]

= 105.800 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 / 105.80) - 2.5 x 72.00 = 564.33 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 105.80) = 595.47 ㎜

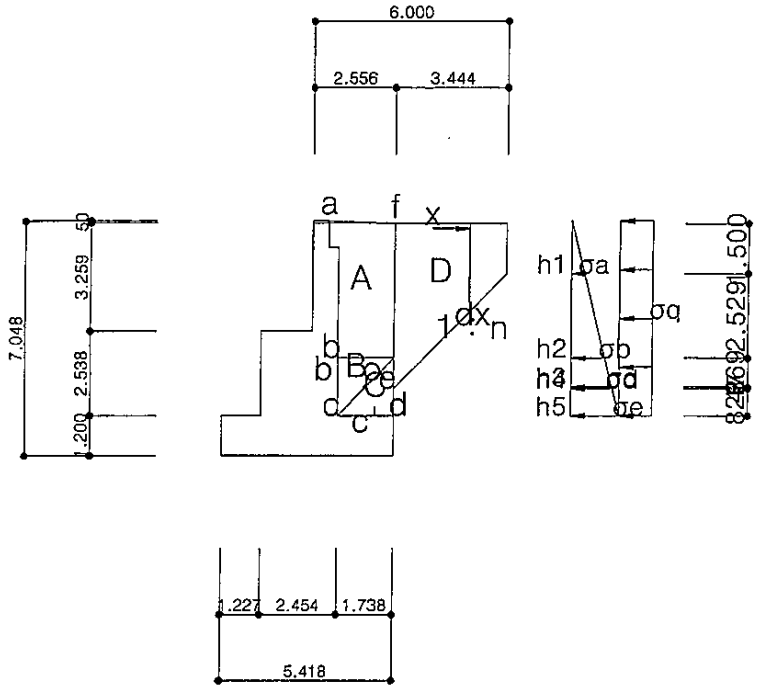
Sa는 작은 값인 564.33 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 564.33 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

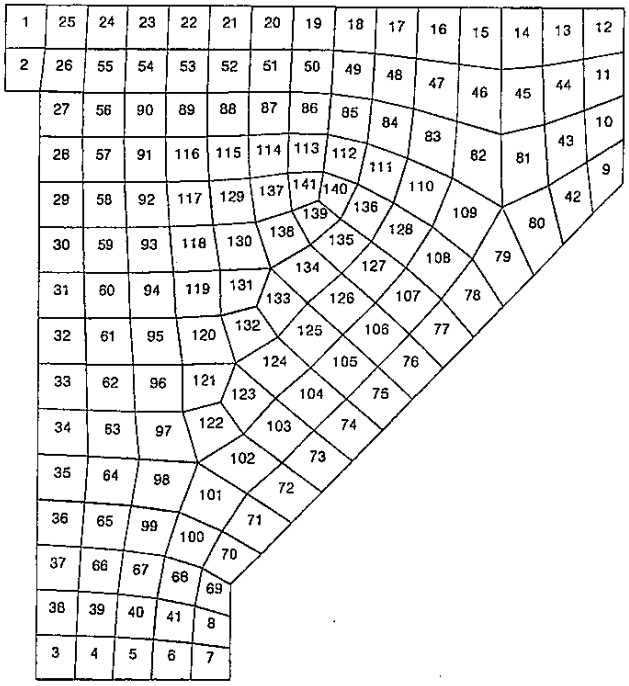


U = 1.700 · H + 1.700 · L

※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)	112.980	251.413	126.793	226.457
전단력(kN)	80.219	131.230	120.984	162.009

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN·m)	66.459	147.890	74.584	133.210
전단력(kN)	47.187	77.194	71.167	95.299

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	113.0	80.2

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1227.400 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.867]

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 (= 112.980 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.827]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 80.219 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	251.4	131.2

* 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 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2823.062 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.097]

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 (= 251.413 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.091]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 131.230 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	126.8	121.0

* 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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1381.803 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.659]

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 (= 126.793 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.628]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 120.984 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	226.5	162.0

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2527.090 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.225]

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 (= 226.457 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.211]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 162.009 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 66.459 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 85.626 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 / 85.63) - 2.5 x 70.50 = 743.44 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 85.63) = 735.76 ㎜

Sa는 작은 값인 735.76 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 735.76 ㎜) ∴ O.K

② A(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 147.890 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 142.813 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 / 142.81) - 2.5 x 69.00 = 378.92 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 142.81) = 441.14 ㎜

Sa는 작은 값인 378.92 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 378.92 ㎜) ∴ O.K

③ B(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.584 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 96.095 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 / 96.09) - 2.5 x 70.50 = 643.26 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 96.09) = 655.60 ㎜

Sa는 작은 값인 643.26 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 643.26 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 133.210 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 128.637 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 / 128.64) - 2.5 x 69.00 = 439.69 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 128.64) = 489.75 ㎜

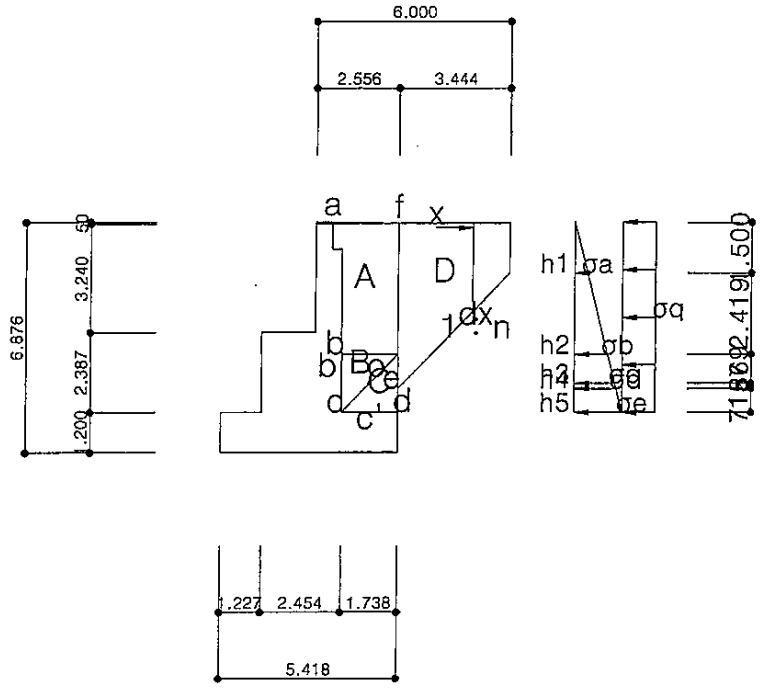
Sa는 작은 값인 439.69 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 439.69 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

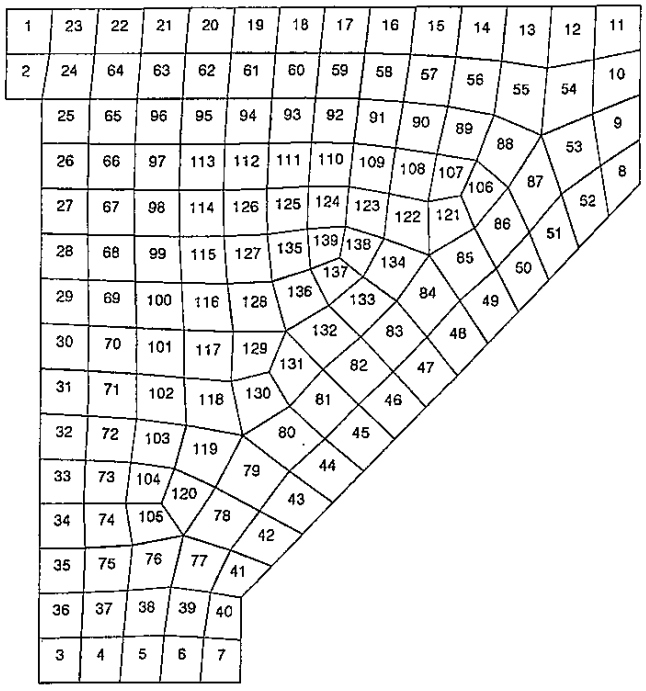


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	117.802	246.756	124.332	217.117
전단력(kN)	78.835	128.146	123.490	168.677

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN·m)	69.295	145.150	73.136	127.716
전단력(kN)	46.374	75.380	72.641	99.222

(2) 철근량 검토

① D(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN-m)	Vu(KN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	117.8	78.8

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1281.187 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.789]

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 (= 117.802 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.752]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 78.835 kN) , 전단보강 불필요.

② A(T=450 ㎜)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(㎜)	H(㎜)	d(㎜)	피복(㎜)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	246.8	128.1

* 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 ㎜, 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2767.533 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.119]

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 (= 246.756 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.111]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 ㎜)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 128.146 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN·m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	124.3	123.5

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1354.216 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.692]

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 (= 124.332 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.660]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 123.490 kN) , 전단보강 불필요.

④ C(T=450 mm)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 24 MPa, fy = 300 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(KN-m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	370.0	80.0	217.1	168.7

* 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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2417.310 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.677]

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 (= 217.117 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.620]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 370.00 = 302.104 kN

≥ Vu (= 168.677 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 69.295 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 89.281 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 / 89.28) - 2.5 x 70.50 = 705.80 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 89.28) = 705.64 mm

Sa는 작은 값인 705.64 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 705.64 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 145.150 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]

= 140.167 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 / 140.17) - 2.5 x 69.00 = 389.33 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.17) = 449.46 mm

Sa는 작은 값인 389.33 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 389.33 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.136 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 94.229 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 / 94.23) - 2.5 x 70.50 = 659.48 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 94.23) = 668.58 ㎜

Sa는 작은 값인 659.48 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 659.48 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 127.716 x 1000000 / [4053.600 x (370.000 - 119.283/3)]
= 95.406 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 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜)
1단 : D25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 ㎜

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

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 95.41) - 2.5 x 67.50 = 656.67 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 95.41) = 660.34 ㎜

Sa는 작은 값인 656.67 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 656.67 ㎜) ∴ 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 11.381 = 7.967 m

- 등분포 고정하중

  Wd = 25.000 x 0.450 = 11.250 kN/m ; 접속판의 자중

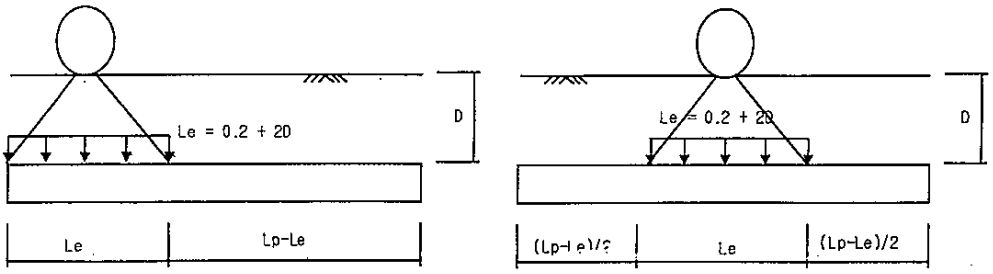
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 11.250 x 7.967 / 2 - 11.250 x 0. = 40.875 kN/m

Md = 11.250 x 7.967^2 / 8 = 89.252 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 7.967 x 0.350) / (2 x 7.967)

= 78.500 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 7.967/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 163.627 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 40.875 + 2.15 x 78.500

= 221.914 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 89.252 + 2.15 x 163.627

= 467.827 kN/m

2) 단면력 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 1.00

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	450.0	350.0	100.0	467.8	221.9

* 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 (350.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00696

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4417.117 \text{ mm}^2$$

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.163]

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 = 0.01468

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 (350.00 - a/2) = 533.309 kN.m

≥ Mu (= 467.827 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.140]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 1.00 x 1/6 x √fck x b x d

= 1.00 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 303.109 kN

≥ Vu (= 221.914 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(7.967) = 19.49% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 4417.1 ㎟

필요 철근량 : 4417.1 x 0.195 = 860.7 ㎟ < 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 450 = 900.0 ㎟ < 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)] = 252.880 x 1000000 / [5139.200 x (350.000 - 126.741/3)]

= 159.888 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x5139.200)]

= 126.741 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 ㎜

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

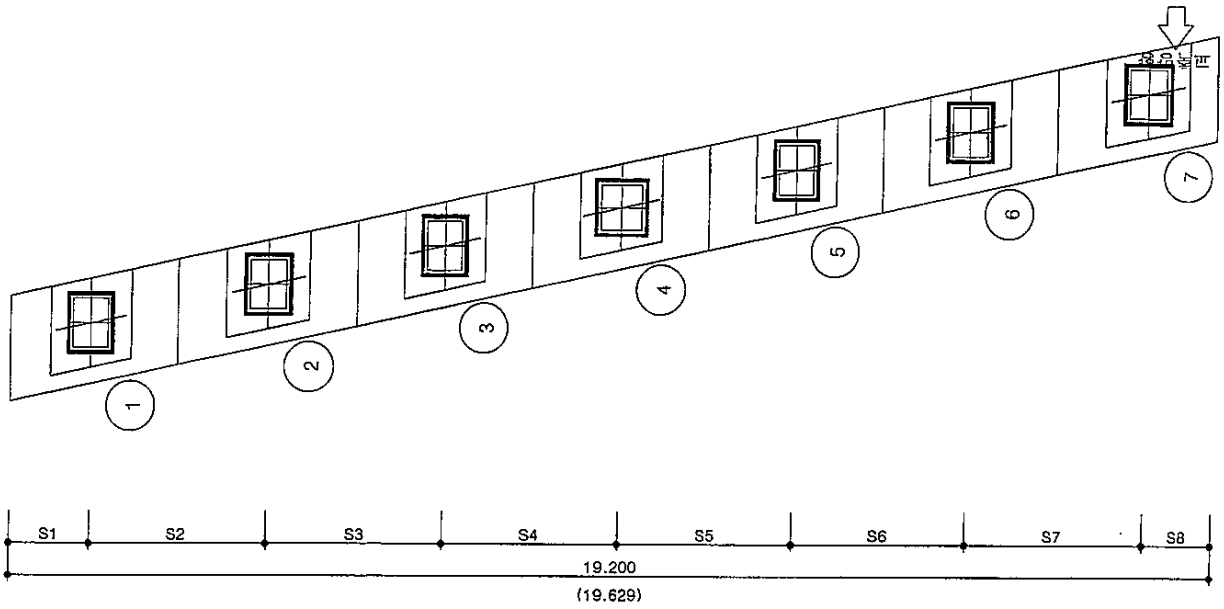
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.89) - 2.5 x 85.50 = 278.78 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 159.89) = 394.03 ㎜

Sa는 작은 값인 278.78 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 278.78 ㎜) ∴ O.K

10. 교좌부 검토



1) 받침 연단거리 검토

① 필요 연단거리

- 거더의 경간길이가 100m 이하이므로 S = 200 + 5.0L

S = 200 + 5.0 × 50.305 = 451.525 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	451.525	760.000	560.000	491.089	O.K
2	451.525	760.000	560.000	498.089	O.K
3	451.525	760.000	560.000	502.089	O.K
4	451.525	700.000	650.000	522.077	O.K
5	451.525	760.000	560.000	502.089	O.K
6	451.525	760.000	560.000	502.089	O.K
7	451.525	760.000	560.000	502.089	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 102.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 12.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 50.305 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 12.00^2)$

= 289.122 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1636 - 65 - 50 = 1521 mm ≥ 289 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용량	생부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2800.000	1871.227	O.K	414.115	326.064	O.K
SHOE 2	2800.000	1848.883	O.K	414.115	333.919	O.K
SHOE 3	2800.000	1768.274	O.K	414.115	331.364	O.K
SHOE 4	2800.000	1745.738	O.K	414.115	332.893	O.K
SHOE 5	2800.000	1759.466	O.K	414.115	335.495	O.K
SHOE 6	2800.000	1799.849	O.K	414.115	339.714	O.K
SHOE 7	2800.000	1761.531	O.K	414.115	326.474	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	1871.227	245.161	245.161	1481.000	1951.000	
2	1848.883	251.067	251.067	1488.000	2008.000	
3	1768.274	249.146	249.146	1492.000	2012.000	
4	1745.738	250.295	250.295	1582.000	1982.000	
5	1759.466	252.252	252.252	1492.000	2012.000	
6	1799.849	255.424	255.424	1492.000	2012.000	
7	1761.531	245.469	245.469	1492.000	1860.000	

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	3466.352	4369.200	O.K	4081.394	4369.200	O.K
2	3493.440	4369.200	O.K	4138.956	4369.200	O.K
3	3406.478	4369.200	O.K	4018.670	4369.200	O.K
4	3485.550	4369.200	O.K	3902.763	4369.200	O.K
5	3418.491	4369.200	O.K	4027.634	4369.200	O.K
6	3479.501	4369.200	O.K	4102.624	4369.200	O.K
7	3375.310	4369.200	O.K	3825.029	4369.200	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1634.405	8738.400	O.K	1634.405	8738.400	O.K
2	1673.778	8738.400	O.K	1673.778	8738.400	O.K
3	1660.971	8738.400	O.K	1660.971	8738.400	O.K
4	1668.634	8738.400	O.K	1668.634	8738.400	O.K
5	1681.679	8738.400	O.K	1681.679	8738.400	O.K
6	1702.826	8738.400	O.K	1702.826	8738.400	O.K
7	1636.460	8738.400	O.K	1636.460	8738.400	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 6

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1799.849 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 50.3$

$= 0.012576$ m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

$= 3834.400 \times 0.012576$

$= 48.222$ kN/m

Hx1 = 48.222 / 1.15 = 41.932 kN

Hx2 = 339.714 / 1.33 = 255.424 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 255.424 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 339.714 / 1.33 = 255.424 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 255.424 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 760.000 mm b1y = 560.000 mm

b2x = 932.000 mm b2y = 1400.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1864.000 mm < 5 x b1x = 3800.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2800.000 mm < 5 x b1y = 2800.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

$= 1/4 \times (1 - 760.000/1864.000) \times 1799.849 \times 10^3 / 150.000$

$= 1776.675$ mm²

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

$= 1/4 \times (1 - 560.000/2800.000) \times 1799.849 \times 10^3 / 150.000$

$= 2399.799$ mm²

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 255.424 x 10^3 / 150.000

= 1702.826 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 255.424 x 10^3 / 150.000

= 1702.826 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 760.000 + 1400.000 = 2160.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 932.000 mm가 Bxo/2 = 1080.000 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 932.000 + (760.000+1400.000)/2 = 2012.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 560.000 + 932.000 = 1492.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2399.799 + 1702.826 = 4102.624 mm^2

Bxo = 2012.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1776.675 + 1702.826 = 3479.501 mm^2

Byo = 1492.000 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 = 255.424 x 10^3 / 150.000 = 1702.826 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 255.424 x 10^3 / 150.000 = 1702.826 mm^2

사용철근 : D16 - 22 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 + 198.600 x 22 = 8738.400 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

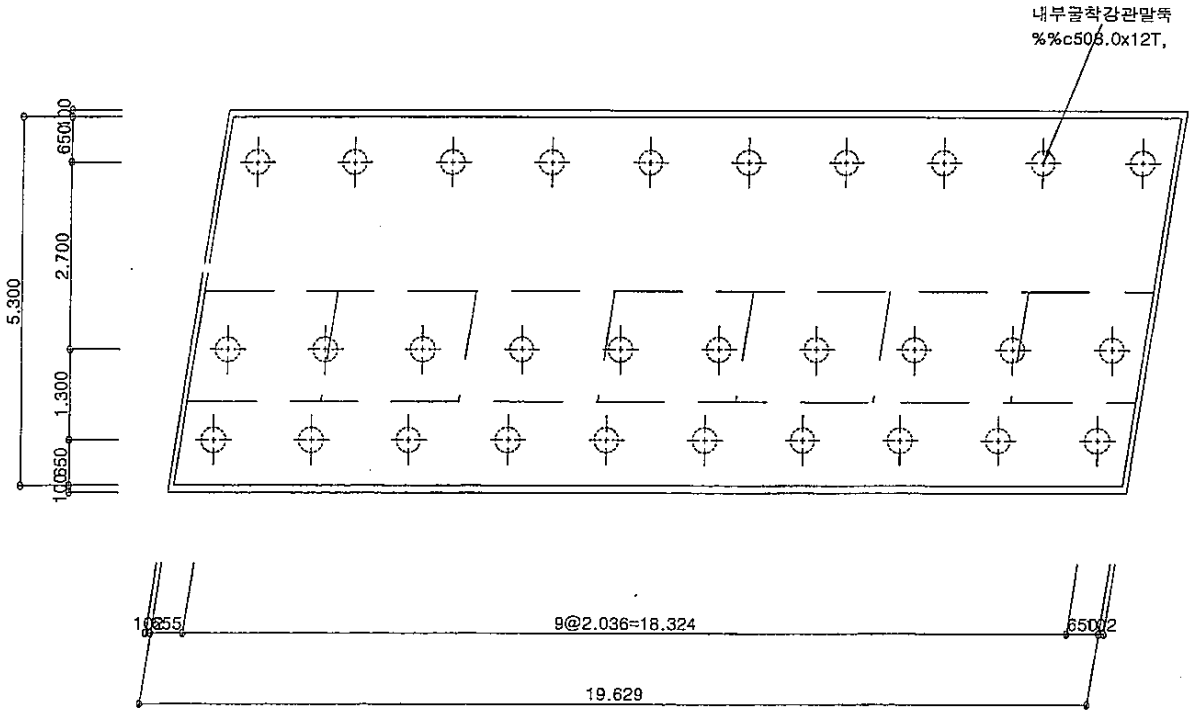
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

말뚝 선단의 평균 N치 N = 30

말뚝 선단의 근입깊이 Df = 1.0 m

원지반으로부터 돌출된 길이 h = 0.0 m

② 말뚝의 배치



2) 말뚝도심에서의 작용하중

구분		Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	비고
사용하중	COMBO 1	11681.355	3017.036	-2815.207	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	11288.775	2642.142	-3397.921	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	11288.775	3930.609	3657.563	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	24236.358	3354.596	2302.454	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	21129.362	2979.702	908.563	하중+토압+온도하중(1+3+5+8
	COMBO 6	21129.362	5791.360	14262.320	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	16144.762	5128.962	-2728.465	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	15300.715	4491.641	-3381.458	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	11288.775	3930.609	3657.563	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	34773.519	5567.789	4590.105	하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	28093.478	4930.469	2219.385	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	21129.362	5791.360	14262.320	+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/㎡

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

가) 수평저항에 관여하는 지반의 깊이 : 평상시

가정된 1/β (m)	계산치 1/β (m)	Kh(kN/㎥)
0.504	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/㎥

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/㎥)
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/㎥

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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	900578.8	1598269.4
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-1057066.7	-1549486.9
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5046058.0	5046058.0
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	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	16487107.4	17010001.0
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	0.0034060	0.0023149	0.0000476	COMBO 1	0.0059486	0.0031995	0.0002159
COMBO 2	0.0029110	0.0022371	-0.0000195	COMBO 2	0.0051331	0.0030322	0.0001240
COMBO 3	0.0029262	0.0022371	0.0004816	COMBO 3	0.0029262	0.0022371	0.0004816
COMBO 4	0.0042053	0.0048030	0.0004093	COMBO 4	0.0070390	0.0068912	0.0007297
COMBO 5	0.0036479	0.0041873	0.0002890	COMBO 5	0.0060912	0.0055674	0.0005251
COMBO 6	0.0048661	0.0041873	0.0012817	COMBO 6	0.0048661	0.0041873	0.0012817

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.866 ㎜ ≤ 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

구분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0034060	0.0023991	0.0000476	403.530	100.568	-116.073
	2	0.0034060	0.0023372	0.0000476	393.117	100.568	-116.073
	3	0.0034060	0.0022086	0.0000476	371.489	100.568	-116.073
COMBO 2	1	0.0029110	0.0022028	-0.0000195	370.510	88.071	-104.180
	2	0.0029110	0.0022281	-0.0000195	374.765	88.071	-104.180
	3	0.0029110	0.0022806	-0.0000195	383.602	88.071	-104.180
COMBO 3	1	0.0029262	0.0030879	0.0004816	519.396	131.020	-102.907
	2	0.0029262	0.0024619	0.0004816	414.094	131.020	-102.907
	3	0.0029262	0.0011616	0.0004816	195.388	131.020	-102.907
COMBO 4	1	0.0042053	0.0055261	0.0004093	929.497	111.820	-114.323
	2	0.0042053	0.0049940	0.0004093	840.004	111.820	-114.323
	3	0.0042053	0.0038890	0.0004093	654.134	111.820	-114.323
COMBO 5	1	0.0036479	0.0046978	0.0002890	790.187	99.323	-104.630
	2	0.0036479	0.0043222	0.0002890	726.996	99.323	-104.630
	3	0.0036479	0.0035419	0.0002890	595.753	99.323	-104.630
COMBO 6	1	0.0048661	0.0064517	0.0012817	1085.189	193.045	-122.973
	2	0.0048661	0.0047854	0.0012817	804.921	193.045	-122.973
	3	0.0048661	0.0013248	0.0012817	222.827	193.045	-122.973

- 계수하중 조합

구분		δx(ℓ)	δy(ℓ)	α	Pn(t)	Ph(t)	Mt(t)
COMBO 1	1	0.0059486	0.0035809	0.0002159	602.316	170.965	-191.744
	2	0.0059486	0.0033002	0.0002159	555.106	170.965	-191.744
	3	0.0059486	0.0027173	0.0002159	457.055	170.965	-191.744
COMBO 2	1	0.0051331	0.0032513	0.0001240	546.874	149.721	-170.609
	2	0.0051331	0.0030901	0.0001240	519.758	149.721	-170.609
	3	0.0051331	0.0027553	0.0001240	463.440	149.721	-170.609
COMBO 3	1	0.0029262	0.0030879	0.0004816	519.396	131.020	-102.907
	2	0.0029262	0.0024619	0.0004816	414.094	131.020	-102.907
	3	0.0029262	0.0011616	0.0004816	195.388	131.020	-102.907
COMBO 4	1	0.0070390	0.0081804	0.0007297	1375.955	185.593	-187.663
	2	0.0070390	0.0072318	0.0007297	1216.395	185.593	-187.663
	3	0.0070390	0.0052615	0.0007297	885.002	185.593	-187.663
COMBO 5	1	0.0060912	0.0064952	0.0005251	1092.500	164.349	-171.188
	2	0.0060912	0.0058125	0.0005251	977.670	164.349	-171.188
	3	0.0060912	0.0043946	0.0005251	739.177	164.349	-171.188
COMBO 6	1	0.0048661	0.0064517	0.0012817	1085.189	193.045	-122.973
	2	0.0048661	0.0047854	0.0012817	804.921	193.045	-122.973
	3	0.0048661	0.0013248	0.0012817	222.827	193.045	-122.973

▣ 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

구분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.767	0	403.530	100.568	-116.073	10
	2	0.467	0	393.117	100.568	-116.073	10
	3	-2.233	0	371.489	100.568	-116.073	10
	계			11681.355	3017.036	-2815.207	30
COMBO 2	1	1.767	0	370.510	88.071	-104.180	10
	2	0.467	0	374.765	88.071	-104.180	10
	3	-2.233	0	383.602	88.071	-104.180	10
	계			11288.775	2642.142	-3397.921	30
COMBO 3	1	1.767	0	519.396	131.020	-102.907	10
	2	0.467	0	414.094	131.020	-102.907	10
	3	-2.233	0	195.388	131.020	-102.907	10
	계			11288.775	3930.609	3657.563	30
COMBO 4	1	1.767	0	929.497	111.820	-114.323	10
	2	0.467	0	840.004	111.820	-114.323	10
	3	-2.233	0	654.134	111.820	-114.323	10
	계			24236.358	3354.596	2302.454	30
COMBO 5	1	1.767	0	790.187	99.323	-104.630	10
	2	0.467	0	726.996	99.323	-104.630	10
	3	-2.233	0	595.753	99.323	-104.630	10
	계			21129.362	2979.702	908.563	30
COMBO 6	1	1.767	0	1085.189	193.045	-122.973	10
	2	0.467	0	804.921	193.045	-122.973	10
	3	-2.233	0	222.827	193.045	-122.973	10
	계			21129.362	5791.360	14262.320	30

- 계수하중 조합

구분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	분수
COMBO 1	1	1.767	0	602.316	170.965	-191.744	10
	2	0.467	0	555.106	170.965	-191.744	10
	3	-2.233	0	457.055	170.965	-191.744	10
	계			16144.762	5128.962	-2728.465	30
COMBO 2	1	1.767	0	546.874	149.721	-170.609	10
	2	0.467	0	519.758	149.721	-170.609	10
	3	-2.233	0	463.440	149.721	-170.609	10
	계			15300.715	4491.641	-3381.458	30
COMBO 3	1	1.767	0	519.396	131.020	-102.907	10
	2	0.467	0	414.094	131.020	-102.907	10
	3	-2.233	0	195.388	131.020	-102.907	10
	계			11288.775	3930.609	3657.563	30
COMBO 4	1	1.767	0	1375.955	185.593	-187.663	10
	2	0.467	0	1216.395	185.593	-187.663	10
	3	-2.233	0	885.002	185.593	-187.663	10
	계			34773.519	5567.789	4590.105	30
COMBO 5	1	1.767	0	1092.500	164.349	-171.188	10
	2	0.467	0	977.670	164.349	-171.188	10
	3	-2.233	0	739.177	164.349	-171.188	10
	계			28093.478	4930.469	2219.385	30
COMBO 6	1	1.767	0	1085.189	193.045	-122.973	10
	2	0.467	0	804.921	193.045	-122.973	10
	3	-2.233	0	222.827	193.045	-122.973	10
	계			21129.362	5791.360	14262.320	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7)

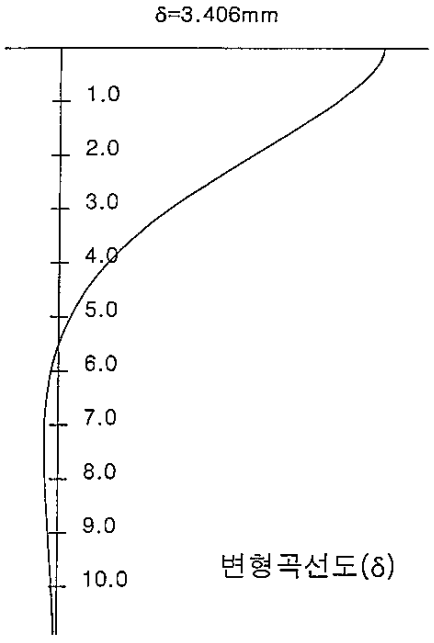
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

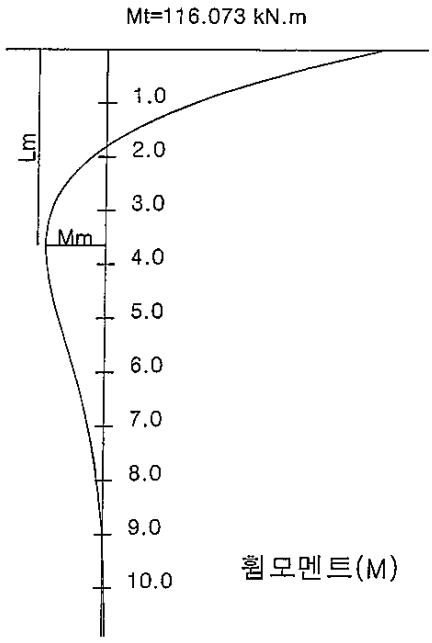
- 최대모멘트 및 깊이 : -24.955 kN.m, 3.648 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.406 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.406 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	116.073	-100.568	3.406	
0.727	54.298	-69.912	3.117	
1.453	13.401	-43.575	2.523	
2.180	-10.504	-23.267	1.848	
2.907	-21.898	-9.060	1.225	
3.633	-24.954	-0.137	0.717	
4.360	-23.090	4.687	0.343	
5.087	-18.840	6.625	0.093	
5.813	-13.902	6.737	-0.054	
6.540	-9.288	5.850	-0.126	
7.267	-5.498	4.550	-0.147	
7.993	-2.684	3.210	-0.138	
8.720	-0.791	2.037	-0.113	
9.447	0.339	1.119	-0.084	
10.173	0.900	0.467	-0.057	
10.900	1.075	0.051	-0.034	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

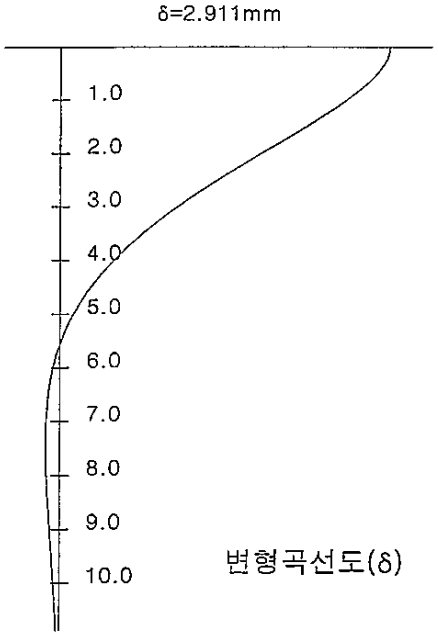
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

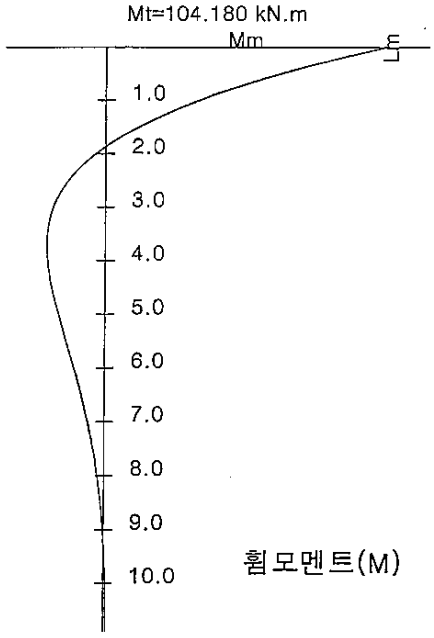
- 최대모멘트 및 깊이 : 104.180 kN.m, 0.000 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.911 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.911 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	104.180	-88.071	2.911	
0.727	49.884	-61.707	2.695	
1.453	13.635	-38.834	2.200	
2.180	-7.800	-21.057	1.624	
2.907	-18.245	-8.525	1.086	
3.633	-21.303	-0.578	0.643	
4.360	-19.954	3.782	0.314	
5.087	-16.421	5.598	0.093	
5.813	-12.210	5.788	-0.039	
6.540	-8.226	5.077	-0.105	
7.267	-4.924	3.980	-0.125	
7.993	-2.453	2.830	-0.119	
8.720	-0.778	1.812	-0.099	
9.447	0.233	1.010	-0.074	
10.173	0.745	0.436	-0.050	
10.900	0.916	0.065	-0.030	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

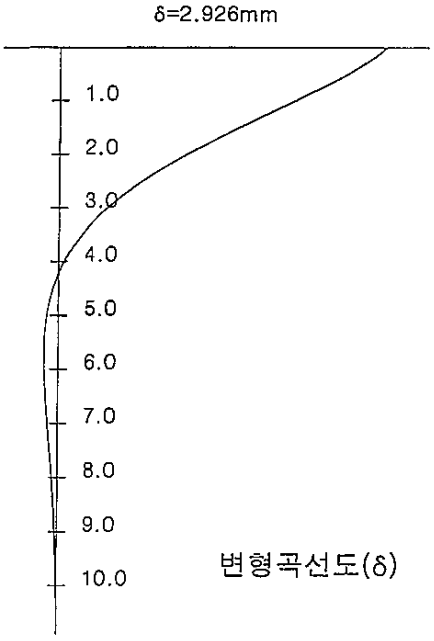
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

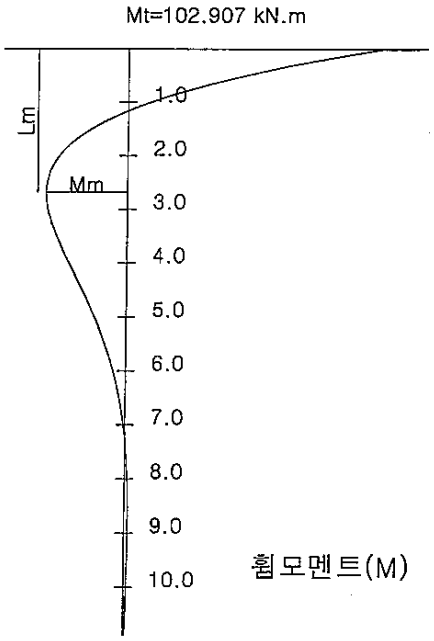
- 최대모멘트 및 깊이 : -32.423 kN.m, 2.682 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.926 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.926 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN·m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	102.907	-131.020	2.926	
0.727	27.800	-77.558	2.373	
1.453	-13.063	-37.315	1.654	
2.180	-29.851	-11.091	0.994	
2.907	-32.020	3.444	0.491	
3.633	-26.862	9.648	0.158	
4.360	-19.236	10.717	-0.030	
5.087	-11.918	9.152	-0.113	
5.813	-6.158	6.645	-0.130	
6.540	-2.246	4.177	-0.113	
7.267	0.036	2.204	-0.083	
7.993	1.108	0.846	-0.053	
8.720	1.400	0.041	-0.029	
9.447	1.268	-0.348	-0.012	
10.173	0.961	-0.464	-0.001	
10.900	0.630	-0.429	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

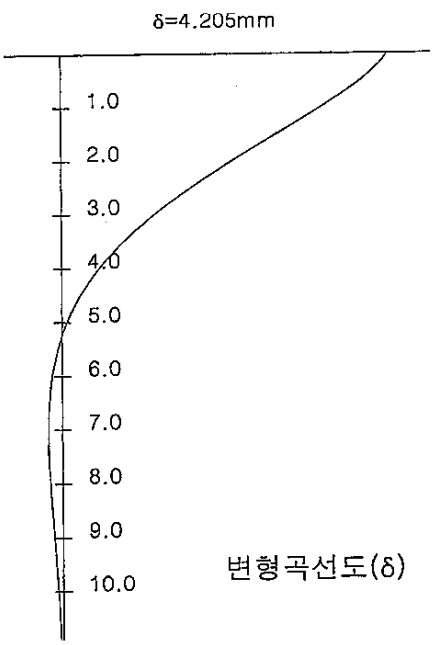
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

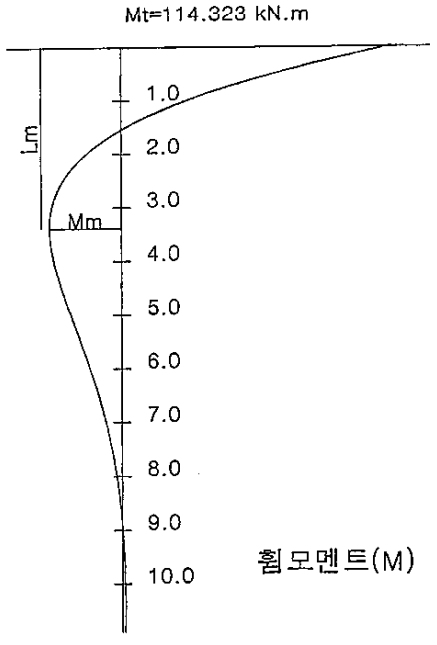
- 최대모멘트 및 깊이 : -31.275 kN.m, 3.386 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.205 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.205 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	114.323	-111.820	4.205	
0.727	46.779	-74.928	3.664	
1.453	3.833	-44.528	2.858	
2.180	-19.829	-21.897	2.022	
2.907	-29.782	-6.633	1.287	
3.633	-30.952	2.518	0.711	
4.360	-27.230	7.092	0.300	
5.087	-21.397	8.557	0.037	
5.813	-15.247	8.142	-0.110	
6.540	-9.792	6.774	-0.173	
7.267	-5.477	5.085	-0.183	
7.993	-2.384	3.460	-0.163	
8.720	-0.383	2.099	-0.129	
9.447	0.748	1.071	-0.093	
10.173	1.252	0.367	-0.060	
10.900	1.347	-0.064	-0.034	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

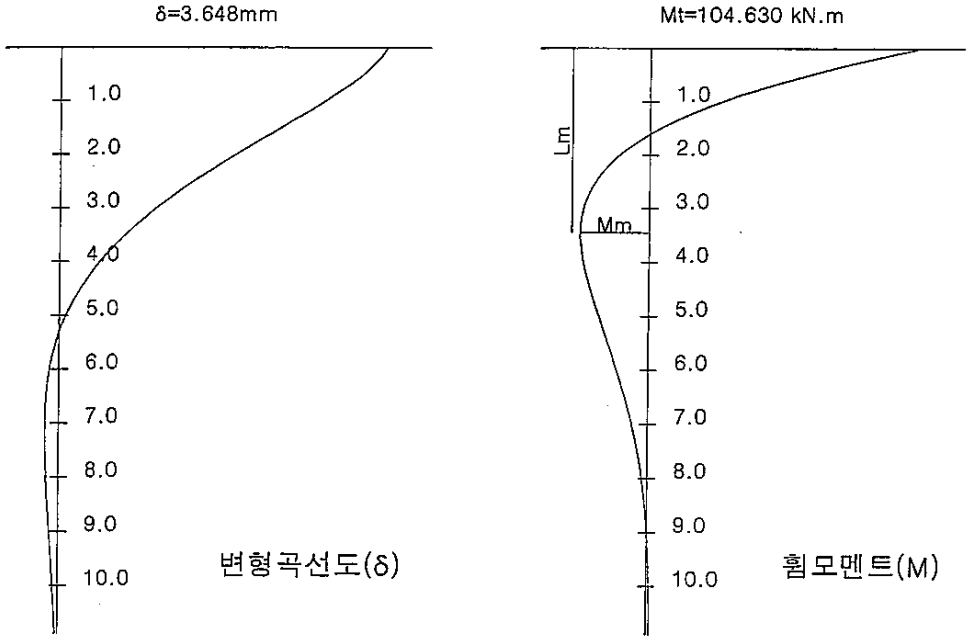
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.983 kN.m, 3.448 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.648 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.648 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(KN.m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	104.630	-99.323	3.648	
0.727	44.395	-67.142	3.213	
1.453	5.720	-40.372	2.527	
2.180	-15.908	-20.281	1.803	
2.907	-25.317	-6.612	1.159	
3.633	-26.823	1.678	0.649	
4.360	-23.861	5.906	0.284	
5.087	-18.912	7.352	0.047	
5.813	-13.587	7.096	-0.087	
6.540	-8.809	5.961	-0.147	
7.267	-4.998	4.511	-0.159	
7.993	-2.243	3.096	-0.143	
8.720	-0.444	1.899	-0.114	
9.447	0.587	0.987	-0.082	
10.173	1.059	0.358	-0.054	
10.900	1.165	-0.032	-0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

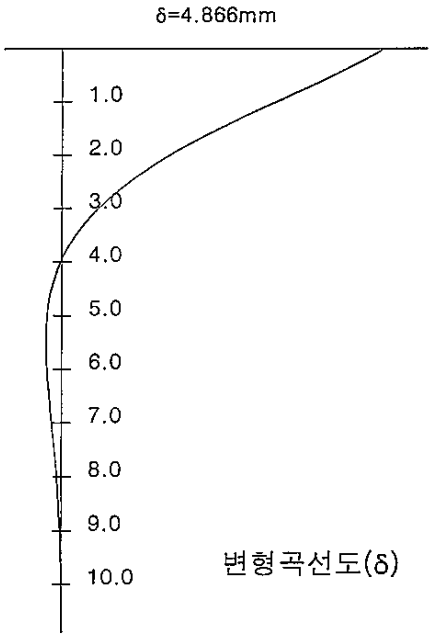
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

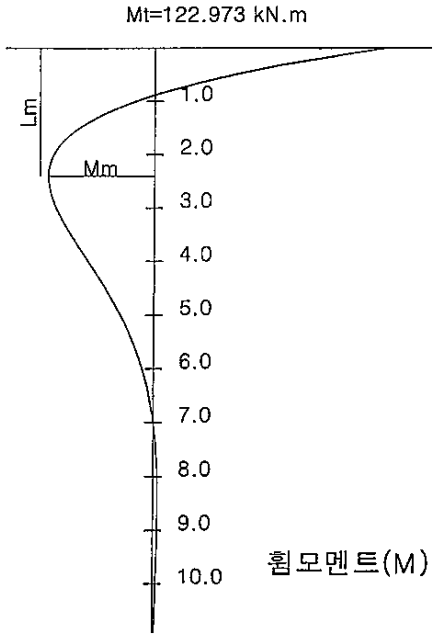
- 최대모멘트 및 깊이 : -57.230 kN.m, 2.405 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.866 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.866 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	122.973	-193.045	4.866	
0.727	15.422	-106.838	3.712	
1.453	-38.383	-45.465	2.450	
2.180	-56.397	-7.681	1.380	
2.907	-54.019	11.658	0.608	
3.633	-42.463	18.546	0.126	
4.360	-28.802	18.220	-0.126	
5.087	-16.783	14.547	-0.221	
5.813	-7.862	10.002	-0.223	
6.540	-2.128	5.922	-0.181	
7.267	0.993	2.851	-0.126	
7.993	2.276	0.849	-0.076	
8.720	2.443	-0.261	-0.037	
9.447	2.050	-0.736	-0.012	
10.173	1.468	-0.818	0.002	
10.900	0.910	-0.698	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

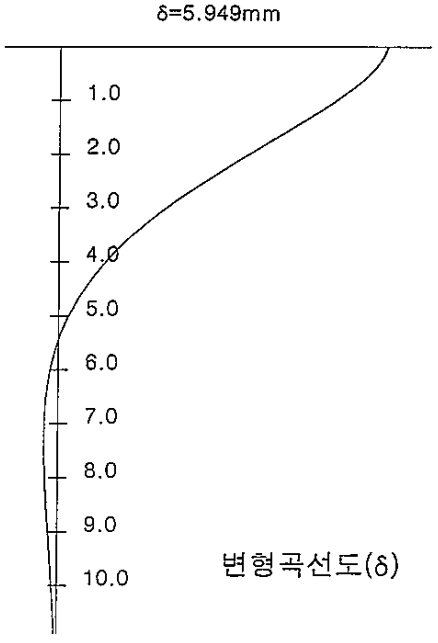
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

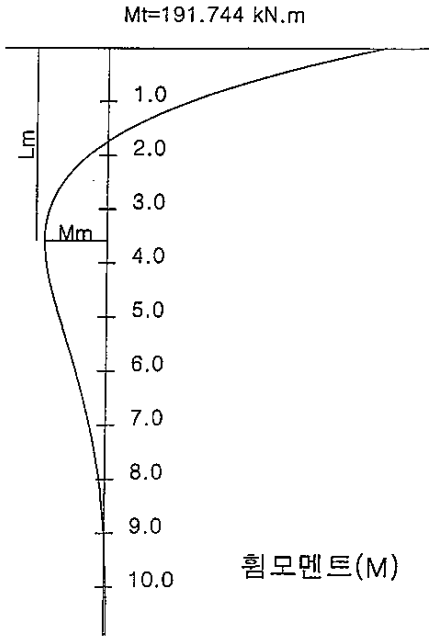
- 최대모멘트 및 깊이 : -43.656 kN.m, 3.583 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.949 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.949 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	191.744	-170.965	5.949	
0.727	87.159	-117.788	5.374	
1.453	18.590	-72.592	4.309	
2.180	-20.944	-38.049	3.129	
2.907	-39.285	-14.099	2.054	
3.633	-43.636	0.779	1.187	
4.360	-39.843	8.680	0.552	
5.087	-32.197	11.714	0.133	
5.813	-23.553	11.700	-0.111	
6.540	-15.587	10.047	-0.227	
7.267	-9.105	7.745	-0.258	
7.993	-4.335	5.416	-0.238	
8.720	-1.157	3.400	-0.194	
9.447	0.717	1.837	-0.143	
10.173	1.625	0.737	-0.095	
10.900	1.885	0.041	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

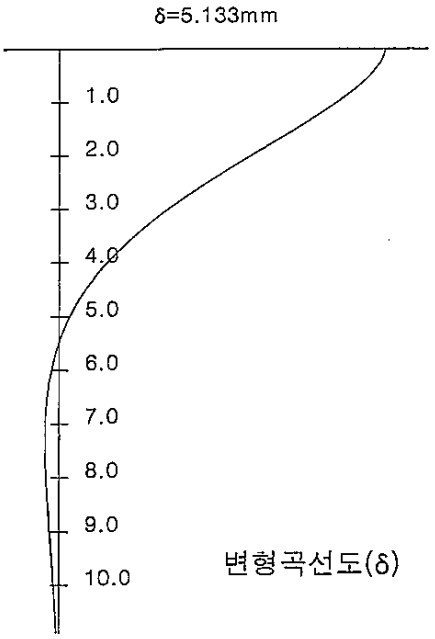
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

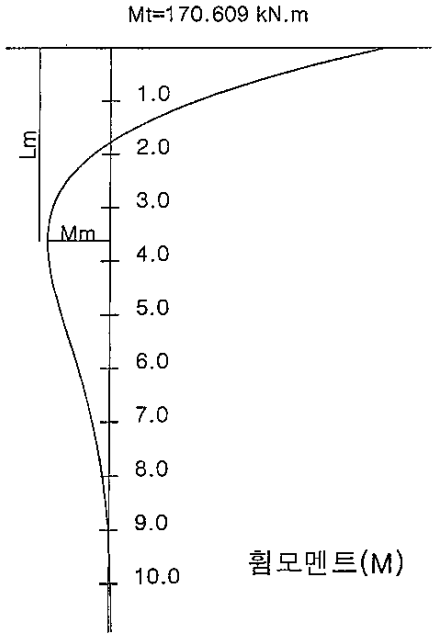
- 최대모멘트 및 깊이 : -37.630 kN.m, 3.619 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.133 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.133 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	170.609	-149.721	5.133	
0.727	78.811	-103.664	4.670	
1.453	18.301	-64.288	3.764	
2.180	-16.853	-34.046	2.747	
2.907	-33.411	-12.975	1.813	
3.633	-37.628	0.195	1.055	
4.360	-34.608	7.258	0.499	
5.087	-28.114	10.041	0.129	
5.813	-20.665	10.127	-0.088	
6.540	-13.748	8.750	-0.193	
7.267	-8.090	6.777	-0.222	
7.993	-3.906	4.763	-0.206	
8.720	-1.104	3.008	-0.169	
9.447	0.560	1.640	-0.125	
10.173	1.377	0.673	-0.084	
10.900	1.623	0.058	-0.050	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

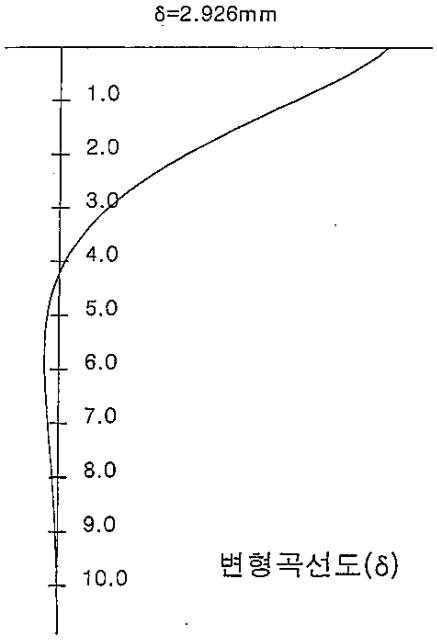
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

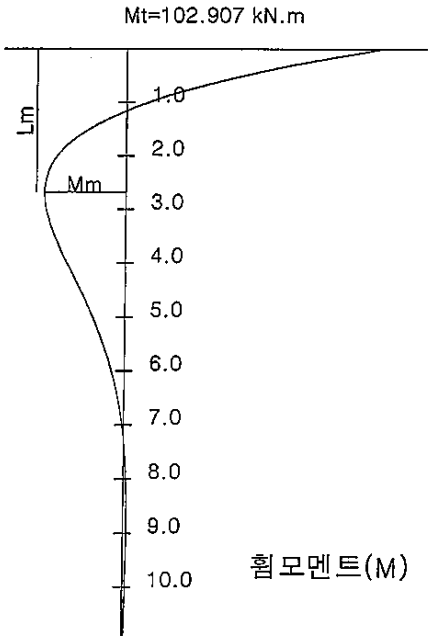
- 최대모멘트 및 깊이 : -32.423 kN.m, 2.682 m
- 말뚝머리부의 변위 : 2.926 mm
- 지표면에서의 변위 : 2.926 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	102.907	-131.020	2.926	
0.727	27.800	-77.558	2.373	
1.453	-13.063	-37.315	1.654	
2.180	-29.851	-11.091	0.994	
2.907	-32.020	3.444	0.491	
3.633	-26.862	9.648	0.158	
4.360	-19.236	10.717	-0.030	
5.087	-11.918	9.152	-0.113	
5.813	-6.158	6.645	-0.130	
6.540	-2.246	4.177	-0.113	
7.267	0.036	2.204	-0.083	
7.993	1.108	0.846	-0.053	
8.720	1.400	0.041	-0.029	
9.447	1.268	-0.348	-0.012	
10.173	0.961	-0.464	-0.001	
10.900	0.630	-0.429	0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

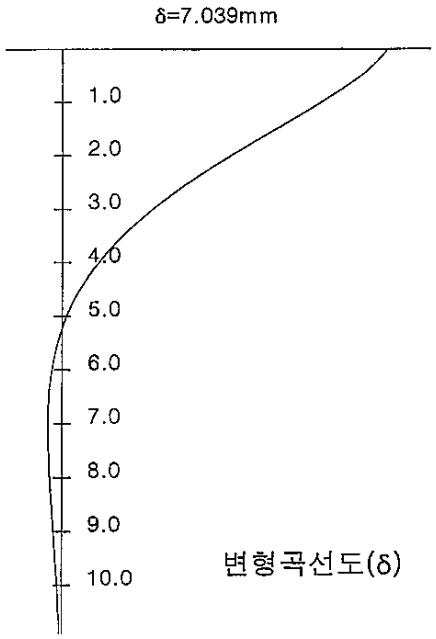
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

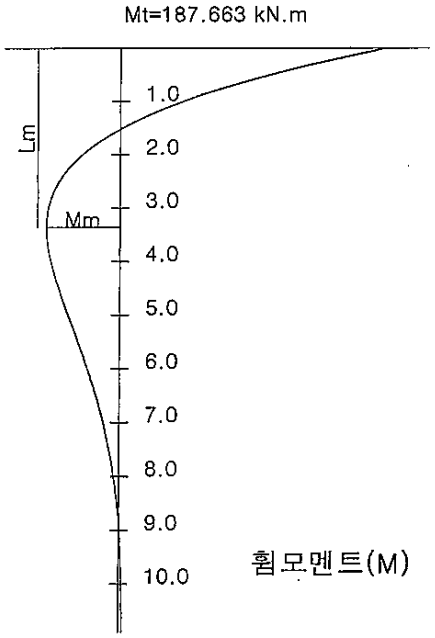
- 최대모멘트 및 깊이 : -52.465 kN.m, 3.364 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.039 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.039 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN·m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	187.663	-185.593	7.039	
0.727	75.719	-123.965	6.110	
1.453	4.796	-73.350	4.751	
2.180	-34.065	-35.782	3.351	
2.907	-50.199	-10.523	2.126	
3.633	-51.827	4.558	1.167	
4.360	-45.415	12.036	0.487	
5.087	-35.577	14.371	0.052	
5.813	-25.276	13.607	-0.189	
6.540	-16.176	11.282	-0.293	
7.267	-9.001	8.444	-0.307	
7.993	-3.872	5.728	-0.272	
8.720	-0.566	3.460	-0.214	
9.447	1.294	1.753	-0.153	
10.173	2.113	0.587	-0.099	
10.900	2.257	-0.123	-0.056	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

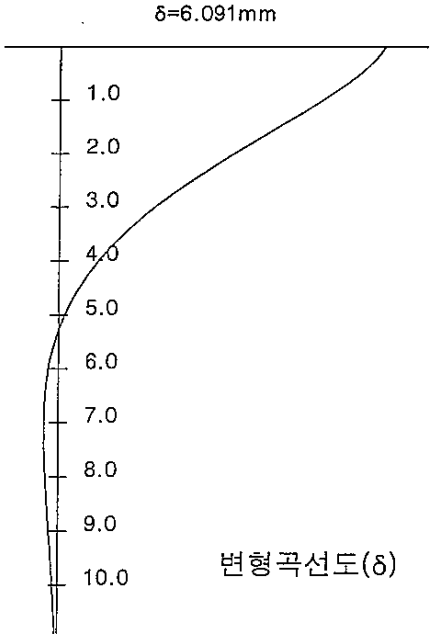
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

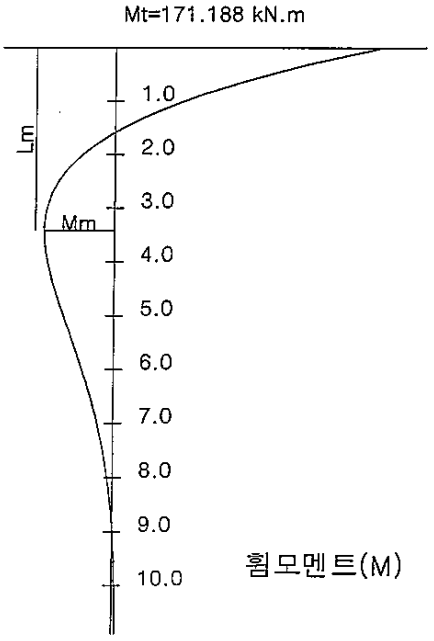
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.143 kN.m, 3.424 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.091 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.091 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	171.188	-164.349	6.091	
0.727	71.669	-110.728	5.343	
1.453	8.006	-66.286	4.189	
2.180	-27.397	-33.036	2.979	
2.907	-42.607	-10.487	1.908	
3.633	-44.805	3.129	1.063	
4.360	-39.688	10.020	0.459	
5.087	-31.352	12.321	0.069	
5.813	-22.454	11.828	-0.151	
6.540	-14.506	9.899	-0.248	
7.267	-8.187	7.468	-0.265	
7.993	-3.633	5.109	-0.237	
8.720	-0.670	3.121	-0.189	
9.447	1.019	1.611	-0.136	
10.173	1.786	0.572	-0.089	
10.900	1.947	-0.068	-0.051	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

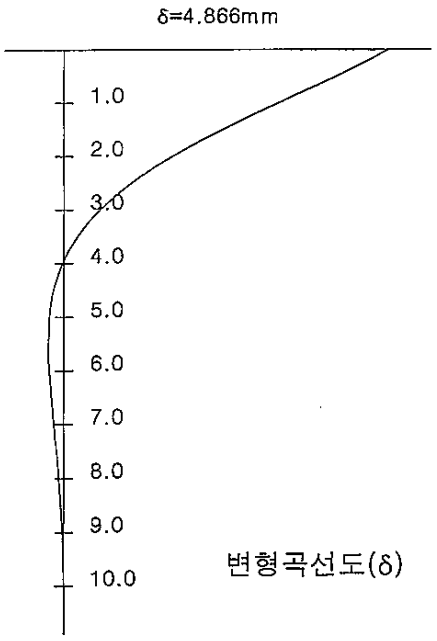
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

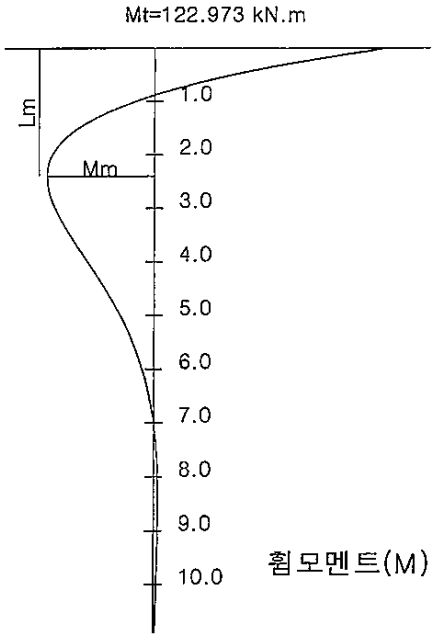
- 최대모멘트 및 깊이 : -57.230 kN.m, 2.405 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.866 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.866 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	122.973	-193.045	4.866	
0.727	15.422	-106.838	3.712	
1.453	-38.383	-45.465	2.450	
2.180	-56.397	-7.681	1.380	
2.907	-54.019	11.658	0.608	
3.633	-42.463	18.546	0.126	
4.360	-28.802	18.220	-0.126	
5.087	-16.783	14.547	-0.221	
5.813	-7.862	10.002	-0.223	
6.540	-2.128	5.922	-0.181	
7.267	0.993	2.851	-0.126	
7.993	2.276	0.849	-0.076	
8.720	2.443	-0.261	-0.037	
9.447	2.050	-0.736	-0.012	
10.173	1.468	-0.818	0.002	
10.900	0.910	-0.698	0.009	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





② 말뚝머리 힌지일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산 출 식	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	450289.4	799134.7
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	5046058.0	5046058.0
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	14005614.2	14005614.2
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	0.0067002	0.0023149	-0.0002010	COMBO 1	0.0113904	0.0031995	-0.0001948
COMBO 2	0.0058677	0.0022371	-0.0002426	COMBO 2	0.0099750	0.0030322	-0.0002414
COMBO 3	0.0049186	0.0022371	0.0002611	COMBO 3	0.0049186	0.0022371	0.0002611
COMBO 4	0.0074499	0.0048030	0.0001644	COMBO 4	0.0123649	0.0068912	0.0003277
COMBO 5	0.0066173	0.0041873	0.0000649	COMBO 5	0.0109496	0.0055674	0.0001585
COMBO 6	0.0072470	0.0041873	0.0010183	COMBO 6	0.0072470	0.0041873	0.0010183

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.450 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	0.0067002	0.0019598	-0.0002010	329.648	100.568	0.000
	2	0.0067002	0.0022211	-0.0002010	373.601	100.568	0.000
	3	0.0067002	0.0027639	-0.0002010	464.886	100.568	0.000
COMBO 2	1	0.0058677	0.0018085	-0.0002426	304.199	88.071	0.000
	2	0.0058677	0.0021239	-0.0002426	357.249	88.071	0.000
	3	0.0058677	0.0027790	-0.0002426	467.430	88.071	0.000
COMBO 3	1	0.0049186	0.0026985	0.0002611	453.895	131.020	0.000
	2	0.0049186	0.0023590	0.0002611	396.791	131.020	0.000
	3	0.0049186	0.0016539	0.0002611	278.191	131.020	0.000
COMBO 4	1	0.0074499	0.0050935	0.0001644	856.730	111.820	0.000
	2	0.0074499	0.0048797	0.0001644	820.783	111.820	0.000
	3	0.0074499	0.0044359	0.0001644	746.123	111.820	0.000
COMBO 5	1	0.0066173	0.0043019	0.0000649	723.589	99.323	0.000
	2	0.0066173	0.0042176	0.0000649	709.404	99.323	0.000
	3	0.0066173	0.0040424	0.0000649	679.943	99.323	0.000
COMBO 6	1	0.0072470	0.0059863	0.0010183	1006.915	193.045	0.000
	2	0.0072470	0.0046625	0.0010183	784.245	193.045	0.000
	3	0.0072470	0.0019130	0.0010183	321.776	193.045	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0113904	0.0028553	-0.0001948	480.269	170.965	0.000
	2	0.0113904	0.0031086	-0.0001948	522.867	170.965	0.000
	3	0.0113904	0.0036346	-0.0001948	611.340	170.965	0.000
COMBO 2	1	0.0099750	0.0026057	-0.0002414	438.280	149.721	0.000
	2	0.0099750	0.0029195	-0.0002414	491.073	149.721	0.000
	3	0.0099750	0.0035714	-0.0002414	600.719	149.721	0.000
COMBO 3	1	0.0049186	0.0026985	0.0002611	453.895	131.020	0.000
	2	0.0049186	0.0023590	0.0002611	396.791	131.020	0.000
	3	0.0049186	0.0016539	0.0002611	278.191	131.020	0.000
COMBO 4	1	0.0123649	0.0074702	0.0003277	1256.505	185.593	0.000
	2	0.0123649	0.0070442	0.0003277	1184.842	185.593	0.000
	3	0.0123649	0.0061593	0.0003277	1036.004	185.593	0.000
COMBO 5	1	0.0109496	0.0058474	0.0001585	983.538	164.349	0.000
	2	0.0109496	0.0056414	0.0001585	948.888	164.349	0.000
	3	0.0109496	0.0052135	0.0001585	876.922	164.349	0.000
COMBO 6	1	0.0072470	0.0059863	0.0010183	1006.915	193.045	0.000
	2	0.0072470	0.0046625	0.0010183	784.245	193.045	0.000
	3	0.0072470	0.0019130	0.0010183	321.776	193.045	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	329.648	100.568	0.000	10
	2	0.467	0	373.601	100.568	0.000	10
	3	-2.233	0	464.886	100.568	0.000	10
	계			11681.355	3017.036	0.000	30
COMBO 2	1	1.767	0	304.199	88.071	0.000	10
	2	0.467	0	357.249	88.071	0.000	10
	3	-2.233	0	467.430	88.071	0.000	10
	계			11288.775	2642.142	0.000	30
COMBO 3	1	1.767	0	453.895	131.020	0.000	10
	2	0.467	0	396.791	131.020	0.000	10
	3	-2.233	0	278.191	131.020	0.000	10
	계			11288.775	3930.609	0.000	30
COMBO 4	1	1.767	0	856.730	111.820	0.000	10
	2	0.467	0	820.783	111.820	0.000	10
	3	-2.233	0	746.123	111.820	0.000	10
	계			24236.358	3354.596	0.000	30
COMBO 5	1	1.767	0	723.589	99.323	0.000	10
	2	0.467	0	709.404	99.323	0.000	10
	3	-2.233	0	679.943	99.323	0.000	10
	계			21129.362	2979.702	0.000	30
COMBO 6	1	1.767	0	1006.915	193.045	0.000	10
	2	0.467	0	784.245	193.045	0.000	10
	3	-2.233	0	321.776	193.045	0.000	10
	계			21129.362	5791.360	0.000	30

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각 도	축력	수평력	모멘트	본 수
COMBO 1	1	1.767	0	480.269	170.965	0.000	10
	2	0.467	0	522.867	170.965	0.000	10
	3	-2.233	0	611.340	170.965	0.000	10
	계			16144.762	5128.962	0.000	30
COMBO 2	1	1.767	0	438.280	149.721	0.000	10
	2	0.467	0	491.073	149.721	0.000	10
	3	-2.233	0	600.719	149.721	0.000	10
	계			15300.715	4491.641	0.000	30
COMBO 3	1	1.767	0	453.895	131.020	0.000	10
	2	0.467	0	396.791	131.020	0.000	10
	3	-2.233	0	278.191	131.020	0.000	10
	계			11288.775	3930.609	0.000	30
COMBO 4	1	1.767	0	1256.505	185.593	0.000	10
	2	0.467	0	1184.842	185.593	0.000	10
	3	-2.233	0	1036.004	185.593	0.000	10
	계			34773.519	5567.789	0.000	30
COMBO 5	1	1.767	0	983.538	164.349	0.000	10
	2	0.467	0	948.888	164.349	0.000	10
	3	-2.233	0	876.922	164.349	0.000	10
	계			28093.478	4930.469	0.000	30
COMBO 6	1	1.767	0	1006.915	193.045	0.000	10
	2	0.467	0	784.245	193.045	0.000	10
	3	-2.233	0	321.776	193.045	0.000	10
	계			21129.362	5791.360	0.000	30

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

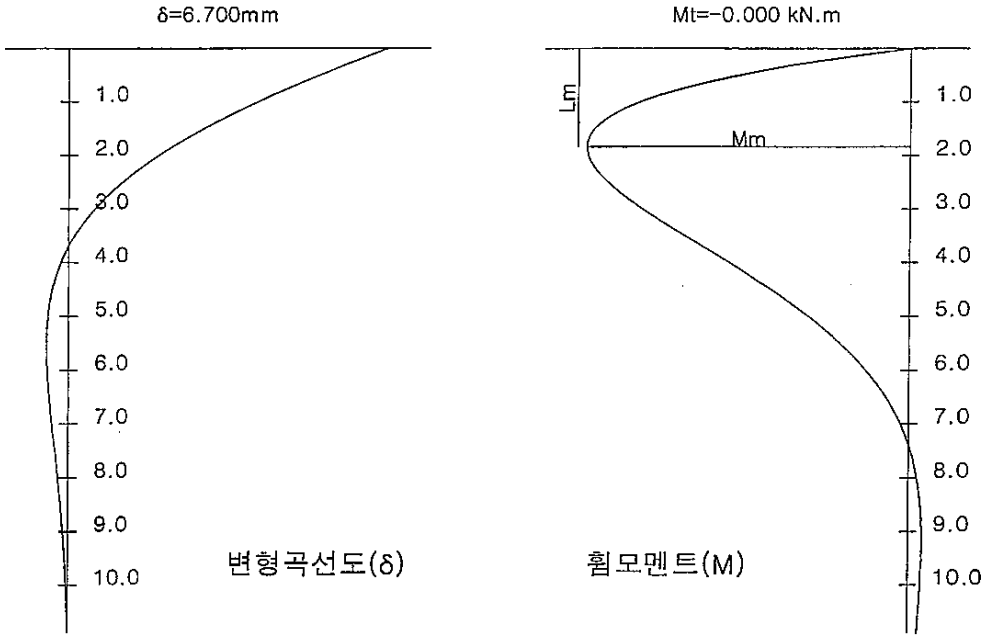
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -76.113 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.700 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.700 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(KN-m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-100.568	6.700	
0.727	-52.772	-47.808	4.683	
1.453	-73.765	-12.677	2.938	
2.180	-74.696	8.021	1.585	
2.907	-64.693	18.038	0.634	
3.633	-50.209	20.895	0.033	
4.360	-35.351	19.495	-0.296	
5.087	-22.379	15.999	-0.431	
5.813	-12.248	11.868	-0.443	
6.540	-5.070	7.974	-0.387	
7.267	-0.493	4.756	-0.303	
7.993	2.041	2.355	-0.215	
8.720	3.119	0.731	-0.137	
9.447	3.260	-0.247	-0.076	
10.173	2.878	-0.738	-0.033	
10.900	2.267	-0.899	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

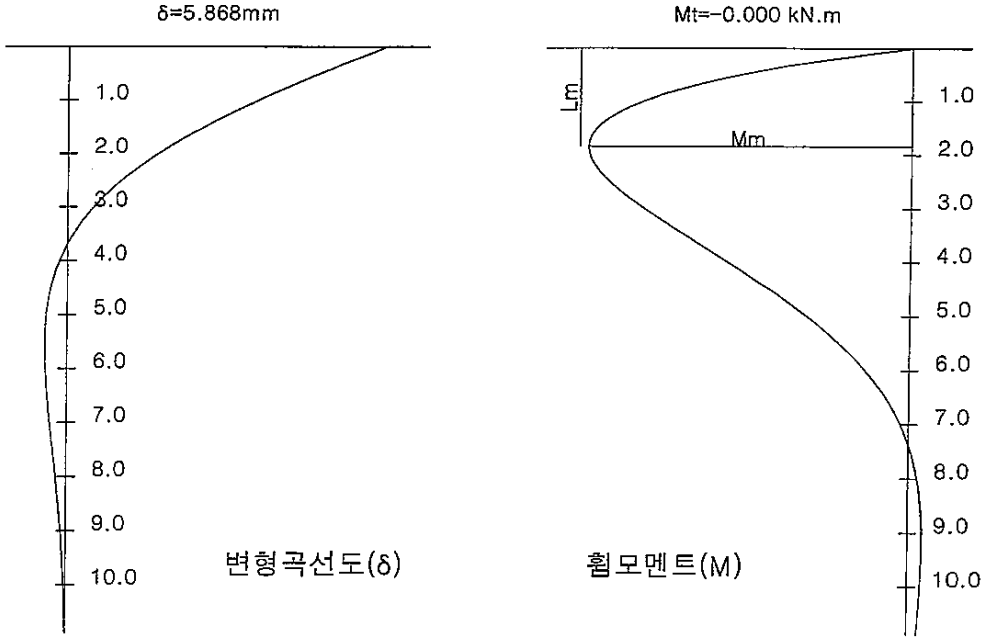
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -66.656 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.868 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.868 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-88.071	5.868	
0.727	-46.215	-41.867	4.101	
1.453	-64.599	-11.102	2.573	
2.180	-65.414	7.025	1.388	
2.907	-56.654	15.797	0.555	
3.633	-43.970	18.298	0.029	
4.360	-30.958	17.072	-0.259	
5.087	-19.598	14.011	-0.377	
5.813	-10.726	10.393	-0.388	
6.540	-4.440	6.983	-0.339	
7.267	-0.432	4.165	-0.265	
7.993	1.788	2.062	-0.188	
8.720	2.731	0.640	-0.120	
9.447	2.855	-0.216	-0.067	
10.173	2.520	-0.646	-0.028	
10.900	1.986	-0.787	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



◎ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

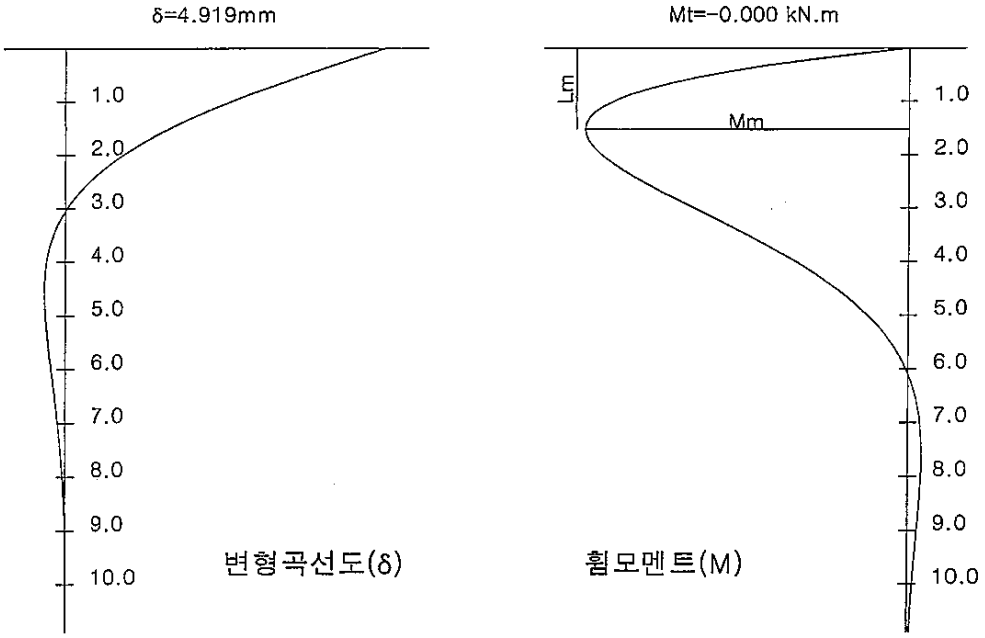
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -81.903 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.919 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.919 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-131.020	4.919	
0.727	-63.929	-50.847	3.147	
1.453	-81.795	-3.139	1.701	
2.180	-74.442	20.013	0.690	
2.907	-56.590	27.090	0.079	
3.633	-37.226	25.202	-0.225	
4.360	-20.885	19.443	-0.326	
5.087	-9.130	12.967	-0.310	
5.813	-1.811	7.402	-0.243	
6.540	1.997	3.343	-0.164	
7.267	3.411	0.779	-0.095	
7.993	3.421	-0.583	-0.044	
8.720	2.765	-1.114	-0.012	
9.447	1.921	-1.150	0.006	
10.173	1.151	-0.945	0.013	
10.900	0.565	-0.665	0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

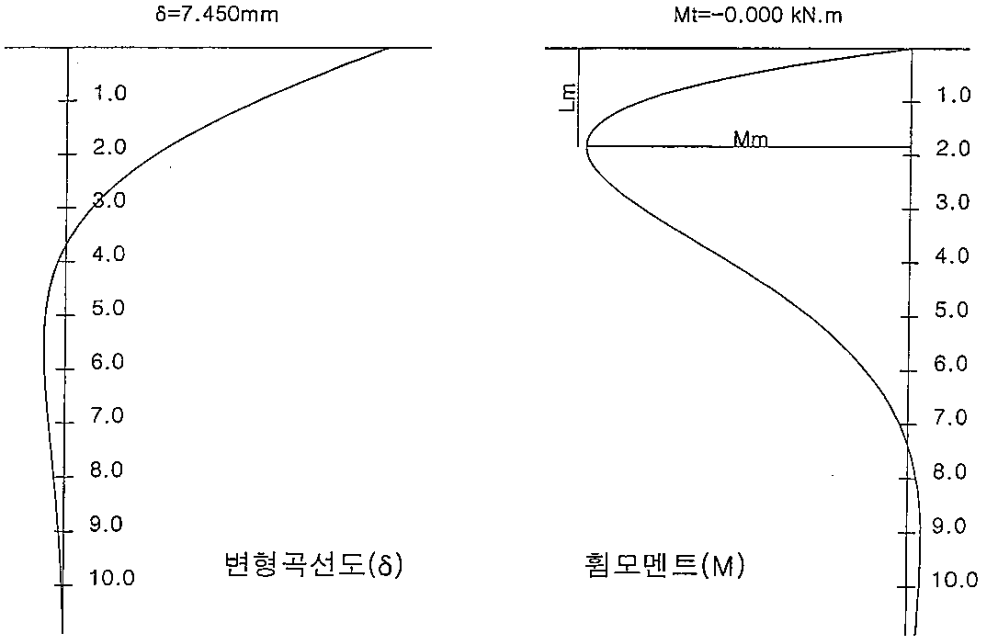
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -84.629 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.450 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.450 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-111.820	7.450	
0.727	-58.676	-53.157	5.207	
1.453	-82.018	-14.095	3.267	
2.180	-83.053	8.919	1.763	
2.907	-71.931	20.056	0.705	
3.633	-55.827	23.233	0.037	
4.360	-39.306	21.676	-0.329	
5.087	-24.883	17.789	-0.479	
5.813	-13.618	13.195	-0.493	
6.540	-5.638	8.866	-0.431	
7.267	-0.548	5.288	-0.337	
7.993	2.270	2.618	-0.239	
8.720	3.467	0.812	-0.153	
9.447	3.625	-0.274	-0.085	
10.173	3.200	-0.821	-0.036	
10.900	2.521	-0.999	-0.005	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

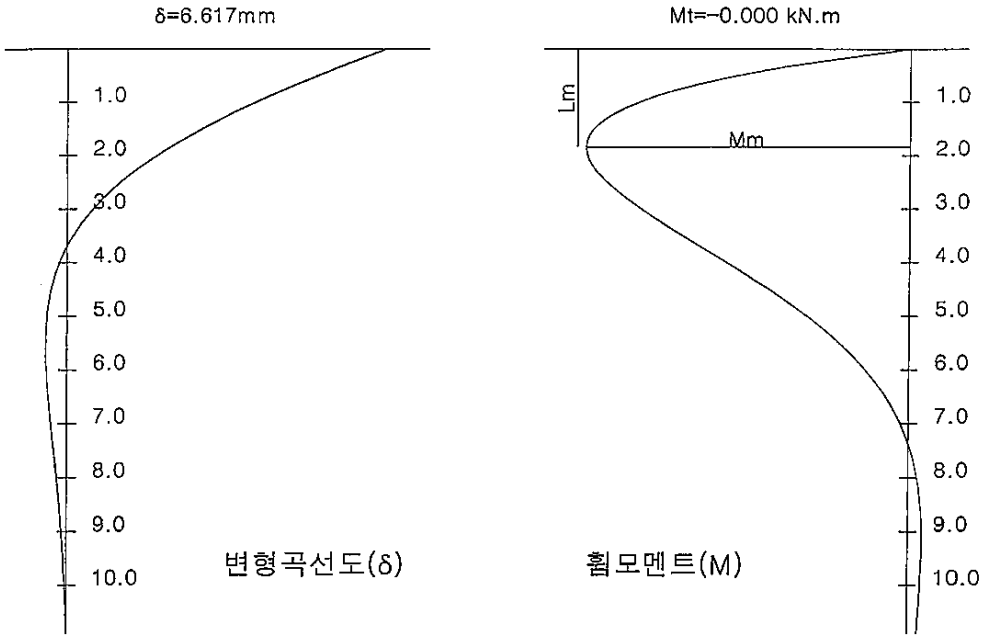
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -75.171 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.617 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.617 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-99.323	6.617	
0.727	-52.119	-47.216	4.625	
1.453	-72.852	-12.520	2.902	
2.180	-73.771	7.922	1.566	
2.907	-63.892	17.815	0.626	
3.633	-49.588	20.636	0.032	
4.360	-34.913	19.253	-0.292	
5.087	-22.102	15.801	-0.425	
5.813	-12.096	11.721	-0.438	
6.540	-5.008	7.875	-0.383	
7.267	-0.487	4.697	-0.299	
7.993	2.016	2.326	-0.212	
8.720	3.080	0.722	-0.135	
9.447	3.220	-0.243	-0.075	
10.173	2.842	-0.729	-0.032	
10.900	2.239	-0.888	-0.004	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

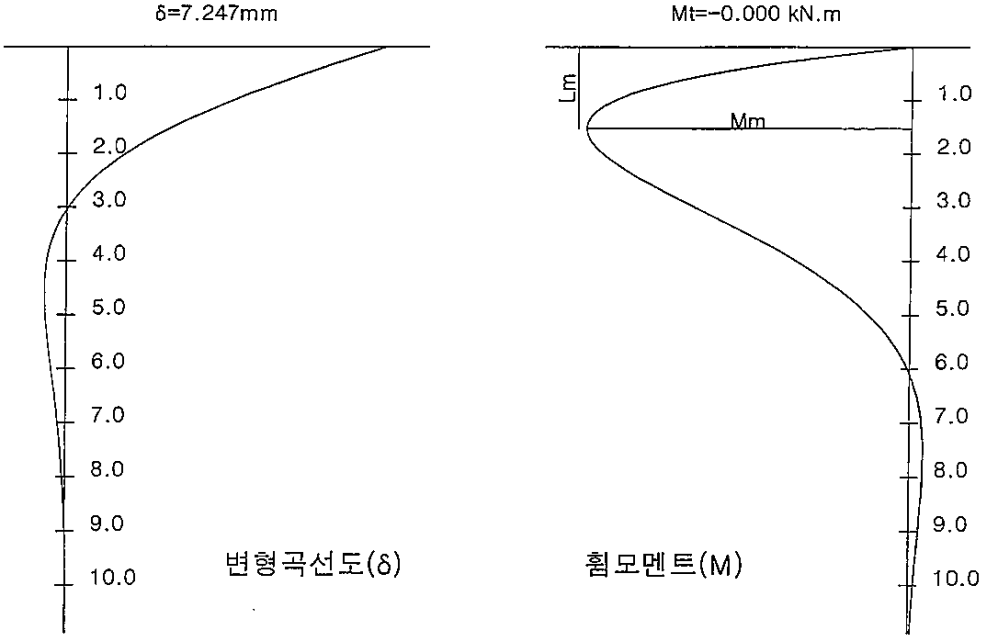
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -120.675 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.247 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.247 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-193.045	7.247	
0.727	-94.193	-74.918	4.636	
1.453	-120.516	-4.625	2.507	
2.180	-109.682	29.488	1.017	
2.907	-83.380	39.914	0.116	
3.633	-54.848	37.133	-0.332	
4.360	-30.772	28.648	-0.480	
5.087	-13.452	19.105	-0.457	
5.813	-2.668	10.906	-0.358	
6.540	2.943	4.925	-0.242	
7.267	5.026	1.147	-0.140	
7.993	5.040	-0.859	-0.065	
8.720	4.073	-1.642	-0.017	
9.447	2.830	-1.694	0.009	
10.173	1.696	-1.392	0.019	
10.900	0.832	-0.980	0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

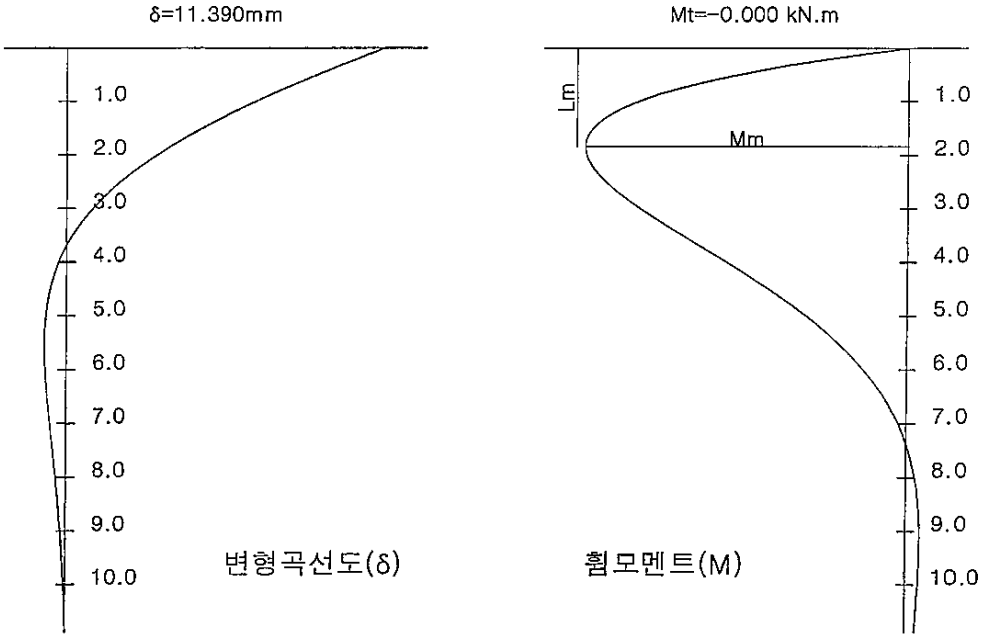
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -129.393 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.390 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.390 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kNm)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-170.965	11.390	
0.727	-89.712	-81.273	7.961	
1.453	-125.401	-21.551	4.995	
2.180	-126.982	13.636	2.695	
2.907	-109.977	30.665	1.078	
3.633	-85.356	35.521	0.056	
4.360	-60.096	33.141	-0.502	
5.087	-38.044	27.199	-0.732	
5.813	-20.821	20.175	-0.753	
6.540	-8.619	13.556	-0.659	
7.267	-0.838	8.086	-0.515	
7.993	3.470	4.003	-0.365	
8.720	5.302	1.242	-0.233	
9.447	5.542	-0.419	-0.129	
10.173	4.892	-1.255	-0.055	
10.900	3.855	-1.528	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

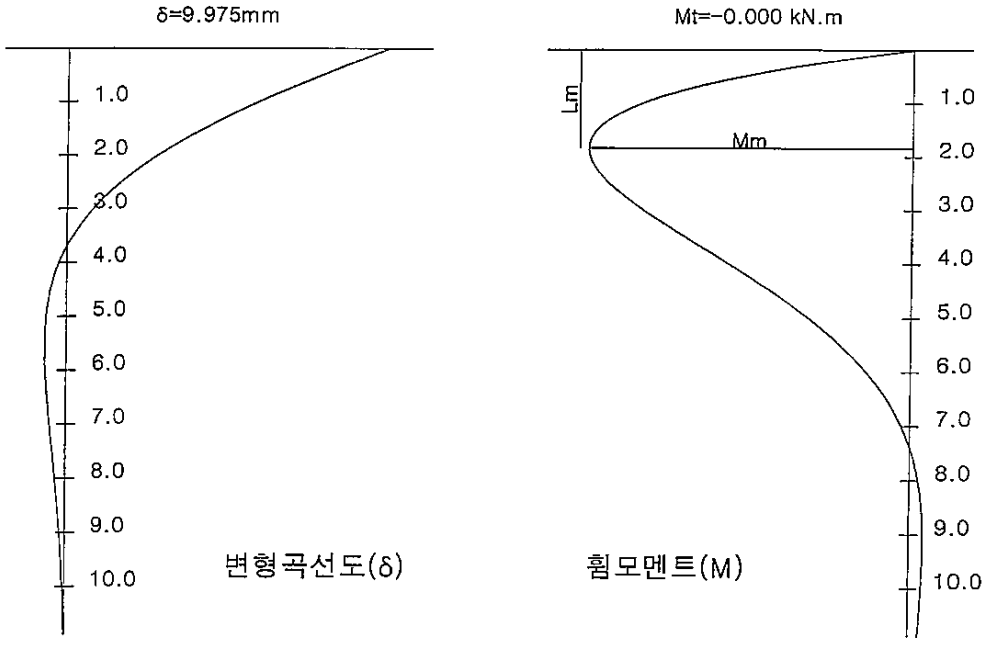
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -113.314 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 9.975 mm
- 지표면에서의 변위 : 9.975 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비고
0.000	0.000	-149.721	9.975	
0.727	-78.565	-71.174	6.972	
1.453	-109.819	-18.873	4.374	
2.180	-111.204	11.942	2.360	
2.907	-96.312	26.854	0.944	
3.633	-74.750	31.107	0.049	
4.360	-52.628	29.023	-0.440	
5.087	-33.317	23.819	-0.641	
5.813	-18.234	17.668	-0.660	
6.540	-7.548	11.871	-0.577	
7.267	-0.734	7.081	-0.451	
7.993	3.039	3.506	-0.320	
8.720	4.643	1.088	-0.204	
9.447	4.854	-0.367	-0.113	
10.173	4.284	-1.099	-0.048	
10.900	3.376	-1.338	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

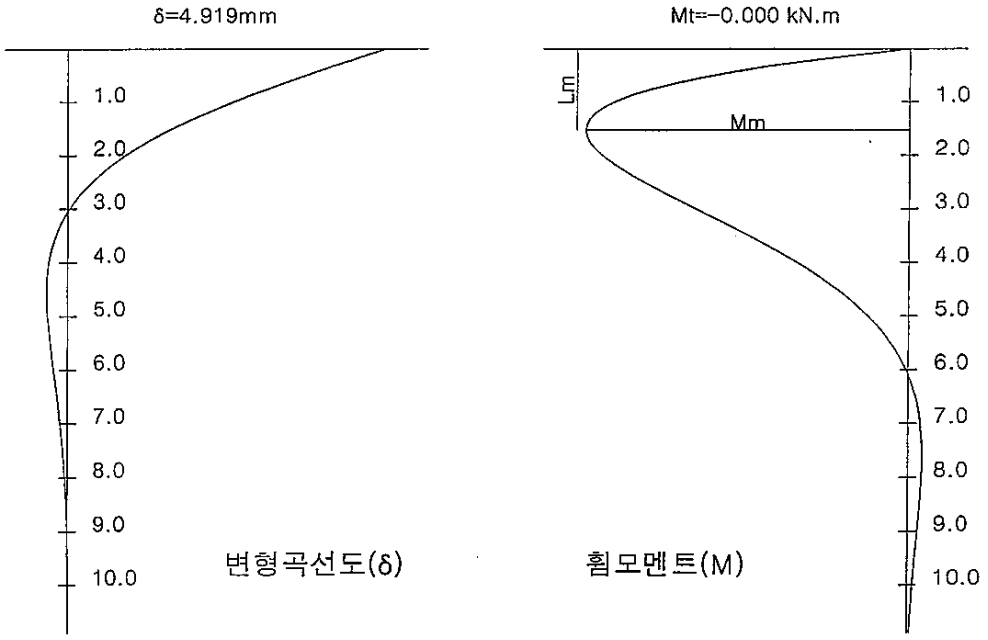
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -81.903 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.919 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.919 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-131.020	4.919	
0.727	-63.929	-50.847	3.147	
1.453	-81.795	-3.139	1.701	
2.180	-74.442	20.013	0.690	
2.907	-56.590	27.090	0.079	
3.633	-37.226	25.202	-0.225	
4.360	-20.885	19.443	-0.326	
5.087	-9.130	12.967	-0.310	
5.813	-1.811	7.402	-0.243	
6.540	1.997	3.343	-0.164	
7.267	3.411	0.779	-0.095	
7.993	3.421	-0.583	-0.044	
8.720	2.765	-1.114	-0.012	
9.447	1.921	-1.150	0.006	
10.173	1.151	-0.945	0.013	
10.900	0.565	-0.665	0.014	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

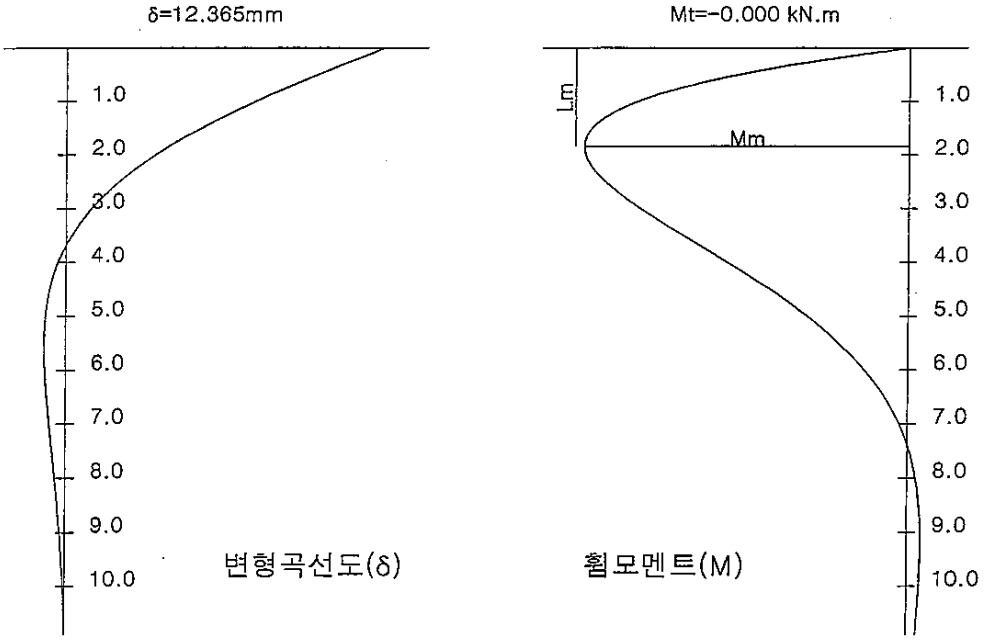
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -140.463 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.365 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.365 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-185.593	12.365	
0.727	-97.388	-88.227	8.642	
1.453	-136.130	-23.395	5.422	
2.180	-137.847	14.803	2.926	
2.907	-119.387	33.288	1.170	
3.633	-92.659	38.560	0.061	
4.360	-65.238	35.976	-0.545	
5.087	-41.299	29.526	-0.795	
5.813	-22.602	21.901	-0.818	
6.540	-9.357	14.716	-0.715	
7.267	-0.909	8.777	-0.559	
7.993	3.767	4.346	-0.396	
8.720	5.755	1.348	-0.253	
9.447	6.016	-0.455	-0.140	
10.173	5.311	-1.362	-0.060	
10.900	4.184	-1.659	-0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

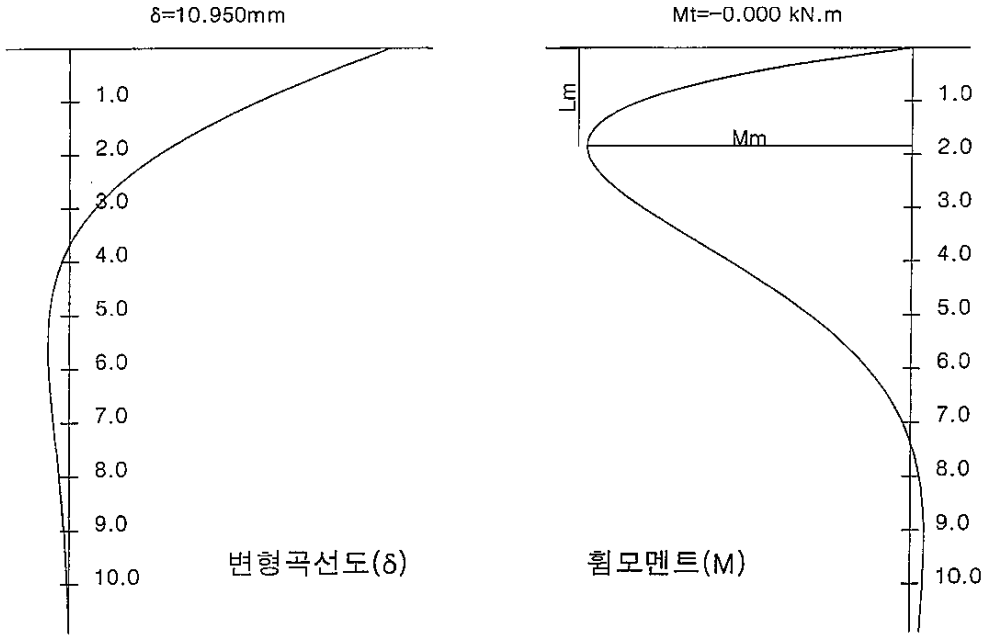
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -124.385 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.950 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.950 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-164.349	10.950	
0.727	-86.240	-78.128	7.653	
1.453	-120.548	-20.717	4.801	
2.180	-122.068	13.109	2.591	
2.907	-105.721	29.478	1.036	
3.633	-82.053	34.146	0.054	
4.360	-57.770	31.858	-0.483	
5.087	-36.572	26.146	-0.704	
5.813	-20.015	19.394	-0.724	
6.540	-8.286	13.031	-0.633	
7.267	-0.805	7.773	-0.495	
7.993	3.336	3.848	-0.351	
8.720	5.096	1.194	-0.224	
9.447	5.328	-0.403	-0.124	
10.173	4.703	-1.206	-0.053	
10.900	3.705	-1.469	-0.007	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈏ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

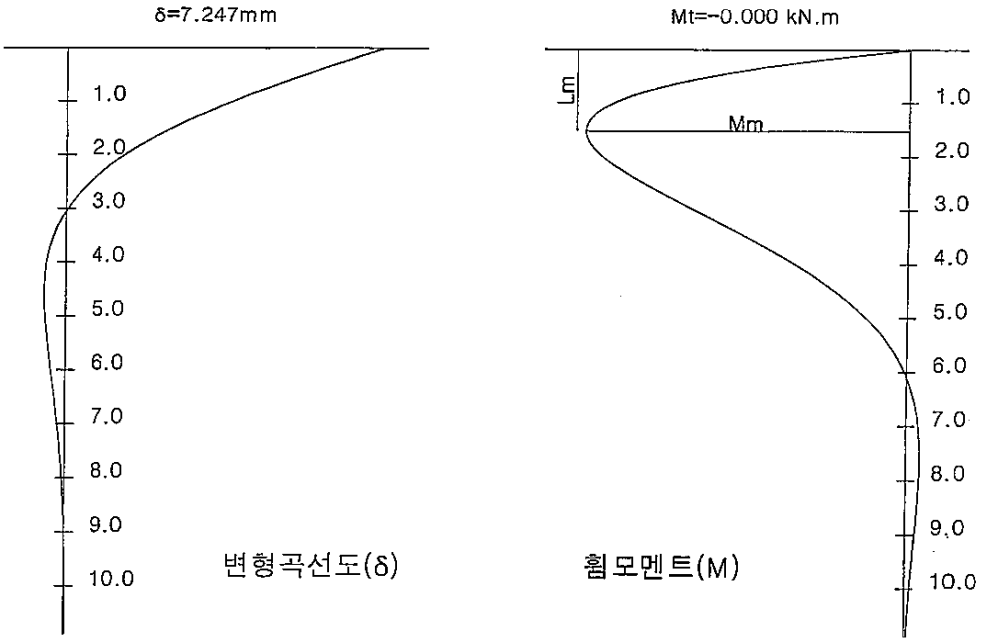
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -120.675 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.247 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.247 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-193.045	7.247	
0.727	-94.193	-74.918	4.636	
1.453	-120.516	-4.625	2.507	
2.180	-109.682	29.488	1.017	
2.907	-83.380	39.914	0.116	
3.633	-54.848	37.133	-0.332	
4.360	-30.772	28.648	-0.480	
5.087	-13.452	19.105	-0.457	
5.813	-2.668	10.906	-0.358	
6.540	2.943	4.925	-0.242	
7.267	5.026	1.147	-0.140	
7.993	5.040	-0.859	-0.065	
8.720	4.073	-1.642	-0.017	
9.447	2.830	-1.694	0.009	
10.173	1.696	-1.392	0.019	
10.900	0.832	-0.980	0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



5) 말뚝의 안정성 검토

① 말뚝의 허용지지력 검토.

가) 말뚝의 허용지지력 : 선단지지 + 군말뚝의 영향 없음

Ra = 1/n x Ru

Ra1 = 1586.000 kN (평상시) : 『별첨자료』 참조

Ra2 = 2379.000 kN (지진시) : 『별첨자료』 참조

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.4499 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.2470 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

주면 마찰력을 고려하지 않으므로 인발력이 발생해서는 않된다.

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	403.530	371.489	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	464.886	329.648	1586.000	0.000	O.K
COMBO 2	FIX	383.602	370.510	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	467.430	304.199	1586.000	0.000	O.K
COMBO 3	FIX	519.396	195.388	2379.000	0.000	O.K
	HINGE	453.895	278.191	2379.000	0.000	O.K
COMBO 4	FIX	929.497	654.134	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	856.730	746.123	1586.000	0.000	O.K
COMBO 5	FIX	790.187	595.753	1586.000	0.000	O.K
	HINGE	723.589	679.943	1586.000	0.000	O.K
COMBO 6	FIX	1085.189	222.827	2379.000	0.000	O.K
	HINGE	1006.915	321.776	2379.000	0.000	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	403.530	116.073	88.253	140.00	O.K
	HINGE	464.886	76.113	70.775	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	383.602	104.180	80.590	140.00	O.K
	HINGE	467.430	66.656	65.867	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	519.396	102.907	88.657	210.00	O.K
	HINGE	453.895	81.903	73.172	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	929.497	114.323	121.205	140.00	O.K
	HINGE	856.730	84.629	100.591	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	790.187	104.630	107.030	140.00	O.K
	HINGE	723.589	75.171	86.940	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1085.189	122.973	135.876	210.00	O.K
	HINGE	1006.915	120.675	129.600	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

$\tau = \alpha \times Ho / Ap$

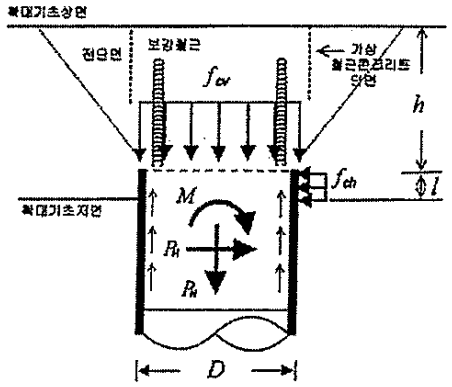
$\alpha = 4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

$= 4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	100.568	12.957	80.000	O.K
	HINGE	100.568	12.957	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	88.071	11.347	80.000	O.K
	HINGE	88.071	11.347	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	131.020	16.880	120.000	O.K
	HINGE	131.020	16.880	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	111.820	14.406	80.000	O.K
	HINGE	111.820	14.406	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	99.323	12.796	80.000	O.K
	HINGE	99.323	12.796	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	193.045	24.871	120.000	O.K
	HINGE	193.045	24.871	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 = 929497.5 / (π/4 x 508 ²)
= 4.586 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1085188.6 / (π/4 x 508 ²)
= 5.354 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 = 929497.5 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.167 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1085188.6 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.195 MPa ≤ τa3' = 1.197 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 = 111819.870 / (508 x 100)
= 2.201 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 193045.326 / (508 x 100)
= 3.800 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)

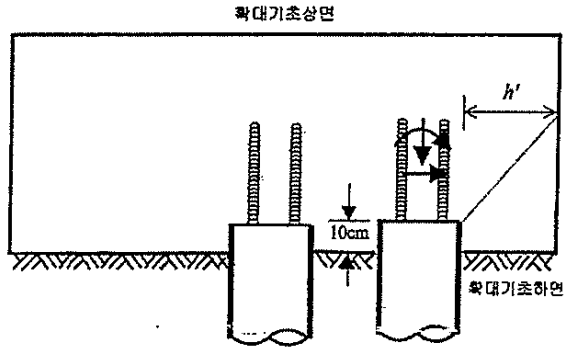
τh = 111819.870 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.188 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 193045.326 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.325 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 = 1375954.626 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 = 1.000 x (⅓ x √24.0 x 4894.6 x 1050)
= 8392493.069 N ≥ PNmax = 1375954.626 N ∴ O.K

18. 서오창 IC Ramp-A2교

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

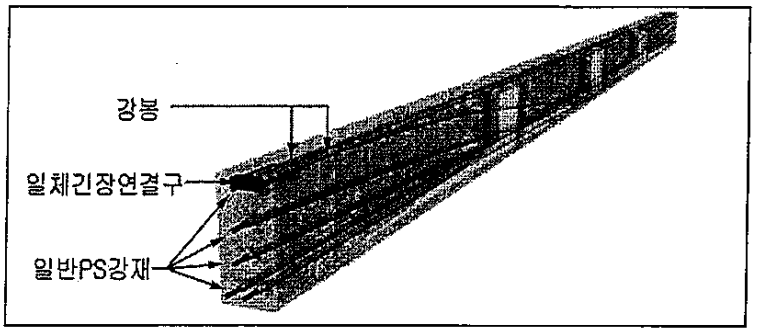
1. 설 계 개 요

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 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

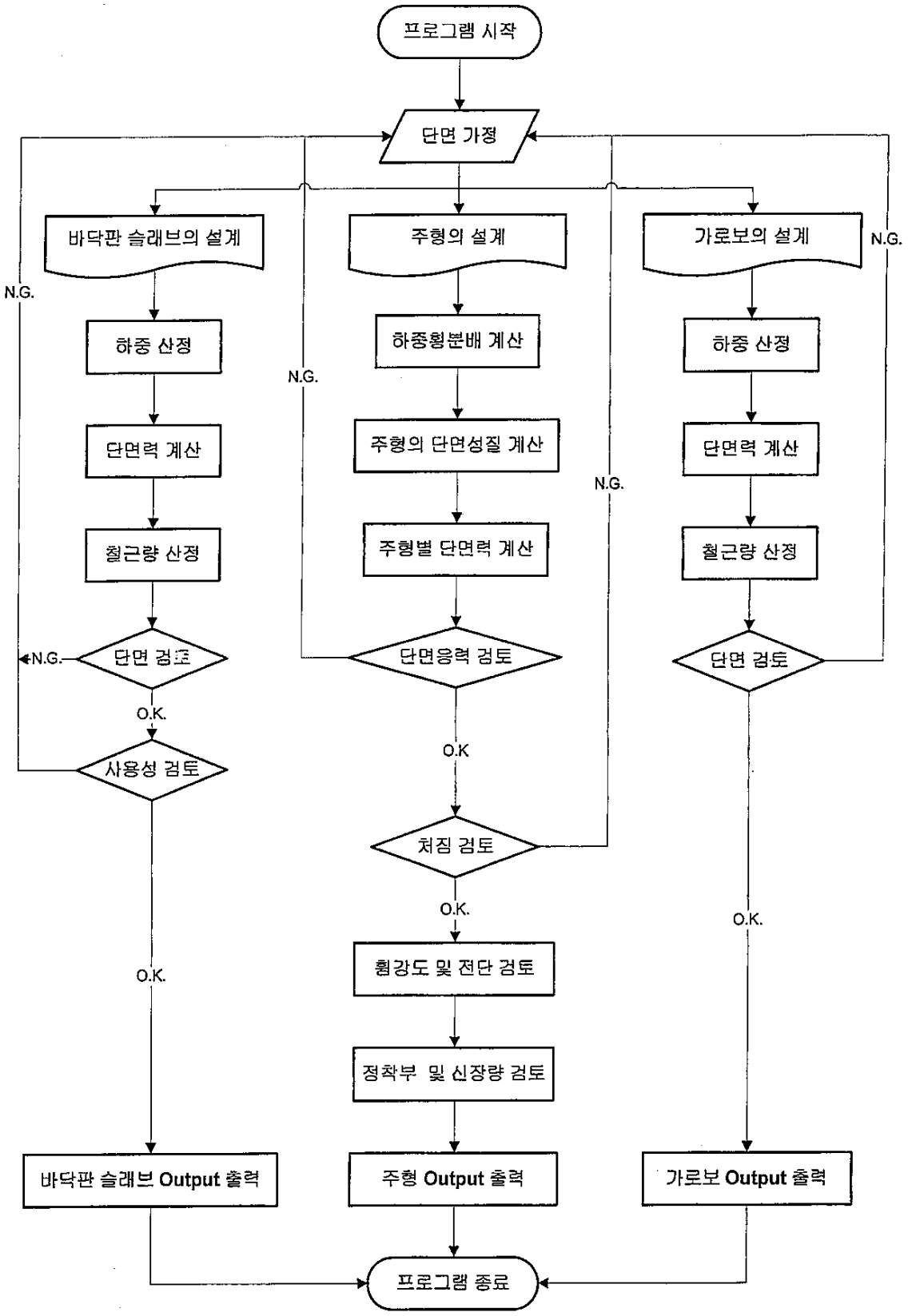
(2) 사용프로그램

- 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.
하중 산정
하중횡분배 계산
하중 산정
단면력 계산
주형의 단면성질 계산
단면력 계산
N.G.
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 : 서오창IC RAMP-A2
- 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 : 17.050 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

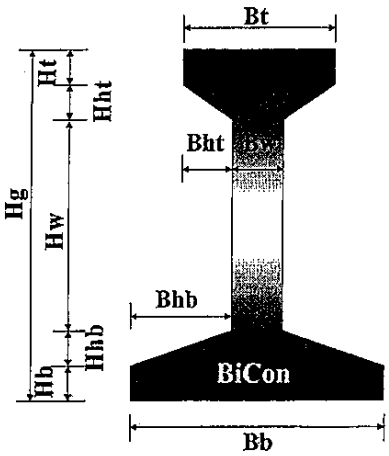
L / 800 = 0.0550 mm

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 ㎜

(2) 거더 단면



Bicon 단면제원

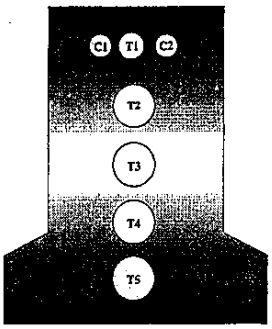
Hg	2100 ㎜
Ht	200 ㎜
Hb	300 ㎜
Hht	150 ㎜
Hhb	200 ㎜
Hw	1250 ㎜
Bt	800 ㎜
Bb	1100 ㎜
Bw	200 ㎜
Bht	300 ㎜
Bhb	450 ㎜

(3) 중간가로보수 : 1 EA

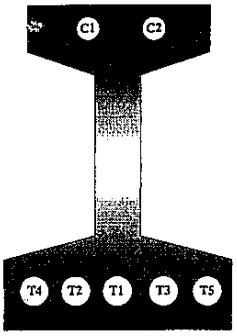
(4) 단부블록크기 : 600 ㎜

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : ㎜

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40㎜	40㎜	7EA	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관외경		55㎜	55㎜	70㎜	90㎜	90㎜	90㎜	90㎜
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3150kN	3150kN	3150kN	3150kN
단부 좌표	Y	-105㎜	105㎜	0㎜	0㎜	0㎜	0㎜	0㎜
	Z	1975㎜	1975㎜	1975㎜	1600㎜	1150㎜	700㎜	250㎜
중앙부 좌 표	Y	-105㎜	105㎜	0㎜	-150㎜	150㎜	-300㎜	300㎜
	Z	1975㎜	1975㎜	115㎜	125㎜	125㎜	125㎜	125㎜

※ 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.

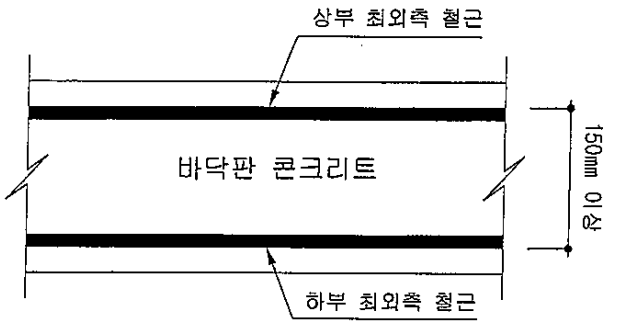
(3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.

(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 ≤ 2.080 m / 0.240 m = 8.667 ≤ 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.

2.080 m ≤ 3.600 m ---------- O.K

(8) 바닥판의 흠집, 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

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

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

※ 경험적 설계법 적용구간

구분	캔틸레버구간	캔틸레버인접 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

	∑ =	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

	∑ =	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

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

하부 철근량

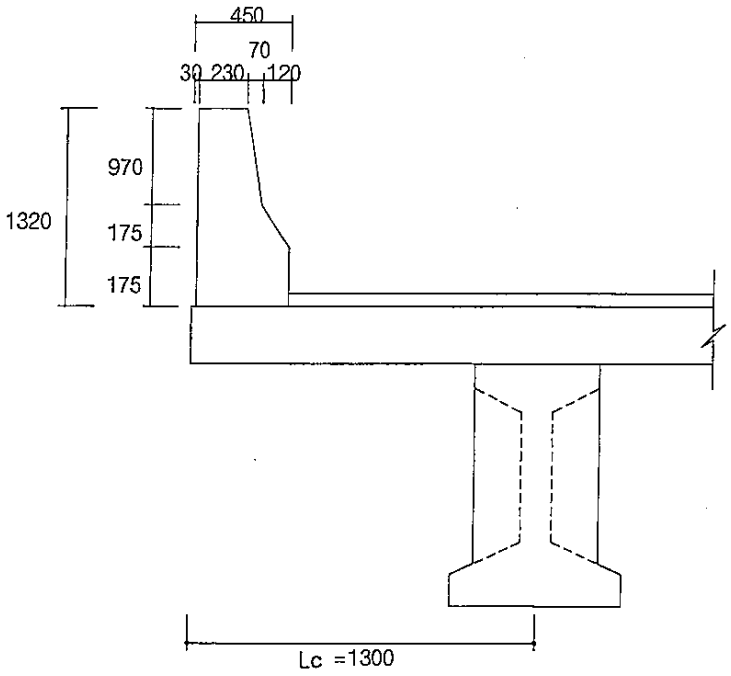
As_{req} = 240000 × 0.300% = 720.000 mm^2

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

	∑ =	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 = 0.150 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 222.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 222.000 mm ---------- O.K

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (㎡)	단위중량 (kN/㎥)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN·m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.715	7.043
바닥판	0.216	25.000	5.400	0.450	2.430
포 장	0.023	23.500	0.529	0.225	0.119
방음판			0.000	0.755	0.000
합 계			15.779		9.592

(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 = 1.260 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 / 1.260) · 0.150 · (1 + 0.300) = 14.857 kN · m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m)

$(50 / 60)^2 \times 7500 + 2500$ (N/m) = 7.708 kN/m

Mco1 = 7.708 × 1.0 = 7.708 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) = 11.700 kN · m

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

각 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 °
5이상	4 °	5 °

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 R = ∞m이며 중심각이 0 ° 로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.592	
2	활하중	Ml	14.857	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(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	계수하중 M (kN·m)	사용하중 M (kN·m)	비 고
Case 1	44.412	24.449	
Case 2	16.614	12.780	
Case 3	33.714	27.419	
Case 4	31.784	24.449	
Case 5	32.418	27.419	
Case 6	46.994	36.149	
Case 7	29.376	24.480	

④ 적용하중

구 분	M (kN·m)	비 고
계수하중	46.994	
사용하중	36.149	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 46993885.7 (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 = 1432.500 × 400.000 = 573000.000

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

T = C 이므로, a = 24.967 mm , c = 24.967 / β1

= 24.967 / 0.85 = 21.222 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 21.222) / 21.222

= 0.0224

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 - 46993885.7 = 0 에서

As(req) = 798.764 (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) = 798.764

② As(min) = 630.000 ∴ As = 798.764 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1065.019

(3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 1432.500 mm^2 (N = 5) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 81.589 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 24.967 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 81.589 kN · m > Mu = 46.994 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 = 0.9 × 1000 / 10 = 90 mm

Tcan (240mm) > Tmin (90mm) ---------- 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 = 36.149 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.00796

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.299

j = 1 - (k / 3) = 0.9

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 155.739 MPa

Fsmax (=155.739 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 19 / 2 = 50.50 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 155.74) - 2.5 × 50.50 = 379.404 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 155.74) = 404.523 mm

Sa는 작은 값인 379.404 mm 를 적용

S = 200 mm ≤ Sa (= 379.404 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 14.857 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 64.008 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 = 535.172 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) = 535.172 mm^2

H 16 @ 250 = 794.400 mm^2 > 535.172 mm^2 ---------- O.K

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

구분	하중	휨모멘트	비고
1	고정하중	Md	9.592	
2	활하중	Ml	14.857	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load-Case	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	하중조합	비고
Case-1	1.3	4.30			76.355	
Case-2	1.3		1.3		27.680	
Case-3	1.3	2.6		0.65	53.029	
Case-4	1.3	2.6	1.3		66.308	
Case-5	1.2		1.2	1.2	29.114	
적 용					76.355	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 76355314.3 (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

$T = As \times fy =$ 1986.000 × 400.000 = 794400.000

$C = 0.85 \times fck \times a \times b =$ 0.85 × 27 × a × 1000.000 = 22950.000 × a

$T = C$ 이므로, a = 34.614 mm , c = 34.614 / $\beta 1$

= 34.614 / 0.85 = 29.422 mm

$\varepsilon y = fy / Es =$ 400.000 / 200000.000 = 0.002

$\varepsilon t = 0.0030 \times (dt - c) / c =$ 0.003 × (180.000 - 29.422) / 29.422

= 0.0154

$\varepsilon t \geq$ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.85 를 적용한다.

2) 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b =$ 0.0174 As

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a / 2)$

$-2.963\ As^2 + 61200\ As - 76355314.3 = 0$ 에서

$As(req) =$ 1333.762 (mm^2)

단면철근비 : $P = As / (b \times d)$ = 0.0074

최대철근비 : $Pmax = 0.714 \times 0.85 \times k1 \times (fck / fy) \times (600 / (600 + fy))$ = 0.0209

최소철근비 : $Pmin = 1.4 / fy$ = 0.0035

① As(req) = 1333.762

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 1778.349

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 1597.528

∴ As = 1597.528 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

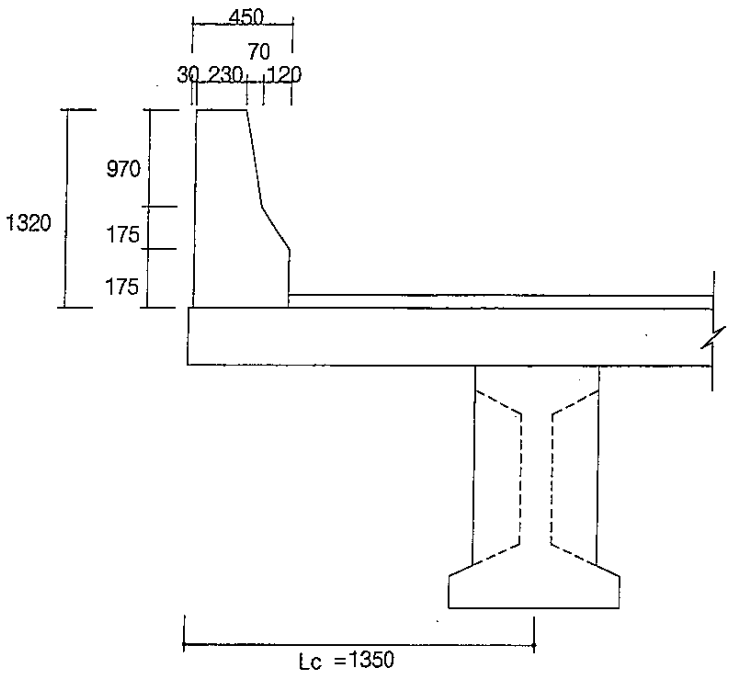
$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2) =$ 109.857 kN · m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b) =$ 34.614 mm

∴ $\phi f \cdot Mn =$ 109.857 kN · m > $Mu =$ 76.355 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 = 0.200 m

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

L ≤ 0.25 m

Tmin = 280 × L + 180 = 236.00 mm or 220 mm

(3) 두께검토

Tcan = 240.000 mm > Tmin = 236.000 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	0.765	7.535
바닥판	0.228	25.000	5.700	0.475	2.708
포 장	0.025	23.500	0.588	0.250	0.147
방음판			0.000	0.805	0.000
합 계			16.138		10.390

(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 = 1.300 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 / 1.300) · 0.200 ·(1 + 0.300) = 19.200 kN·m

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

H = (V / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m)

(50 / 60)^2 × 7500 + 2500 (N/m) = 7.708 kN/m

Mco1 = 7.708 × 1.0 = 7.708 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) = 11.700 kN·m

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

구 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN·m)
활하중 재 하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재 하시	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=200m이며 중심각이 12.892° 로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 50 Km/hr

CF = 0.79×V2 / R 0.79 × 2500 / 200 = 9.9%

Pcf = (96 / 1.300) · 0.099 = 7.292 kN

Mcf = 7.292 × 1.800 = 13.126 kN·m

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.390	
2	활하중	Ml	19.200	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	13.126	곡교로 설계
5	충돌하중	Mco	11.700	

(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 - 시용성 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	계수하중 M (kN·m)	사용하중 M (kN·m)	비 고
Case 1	71.851	42.716	
Case 2	17.651	13.578	
Case 3	57.461	45.686	
Case 4	55.531	42.716	
Case 5	55.251	45.686	
Case 6	70.741	54.416	
Case 7	30.333	25.278	

④ 적용하중

구 분	M (kN·m)	비 고
계수하중	71.851	
사용하중	54.416	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 71850800.0 (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 = 2865.000 × 400.000 = 1146000.000

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

T = C 이므로, a = 49.935 mm , c = 49.935 / β1

= 49.935 / 0.85 = 42.444 mm

εy = fy / Es = 400.000 / 200000.000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt - c) / c = 0.003 × (180.000 - 42.444) / 42.444

= 0.0097

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 - 71850800.0 = 0 에서

As(req) = 1249.637 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0069

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 1249.637

② As(min) = 630.000 ∴ As = 1249.637 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 1666.183

(3) 사용 철근량

① H 19 @ 200 = 1432.500

② H 19 @ 200 = 1432.500

Σ = 2865.000 mm^2 (N = 10) ---------- O.K

(4) 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.85 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 151.017 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 49.935 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 151.017 kN · m > Mu = 71.851 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 = 0.95 × 1000 / 10 = 95 mm

Tcan (240mm) > Tmin (95mm) ---------- 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 = 54.416 kN · m

n = Es / Ec = 8

puse = As_use / b · d = 0.01592

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} =$ 0.393

j = 1 - (k / 3) = 0.869

$Fsmax = Mmax / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 121.4 MPa

Fsmax (=121.4 MPa) < 0.6Fy (=240 MPa) ---------- O.K

2) 철근의 최대 중심간격

Cc = d' - Hn / 2 = 60.00 - H 19 / 2 = 50.50 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) - 2.5 Cc

= 375 × (210 / 121.4) - 2.5 × 50.50 = 522.432 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300 × (210 / 121.4) = 518.946 mm

Sa는 작은 값인 518.946 mm 를 적용

S = 100 mm ≤ Sa (= 518.946 mm) ---------- O.K

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

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

Ml = 19.200 kN · m

$fy = Ml / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) =$ 42.834 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 = 837.257 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) = 837.257 mm^2

H 19 @ 250 = 1146.000 mm^2 > 837.257 mm^2 ---------- O.K

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨 모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.390	
2	활하중	Ml	19.200	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활하중	충돌하중	풍하중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			96.067	
Case 2	1.3		1.3		28.717	
Case 3	1.3	2.6		0.65	65.358	
Case 4	1.3	2.6	1.3		78.637	
Case 5	1.2		1.2	1.2	30.072	
적 용					96.067	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : Mu = 96067000.0 (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

Mu = Φ · As · fy · (d - a / 2)

-2.963 As^2 + 61200 As - 96067000.0 = 0 에서

As(req) = 1711.549 (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) = 1711.549

② As(min) = 630.000

③ 4/3×As = 2282.065

④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배 = 2499.274

∴ As = 2499.274 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

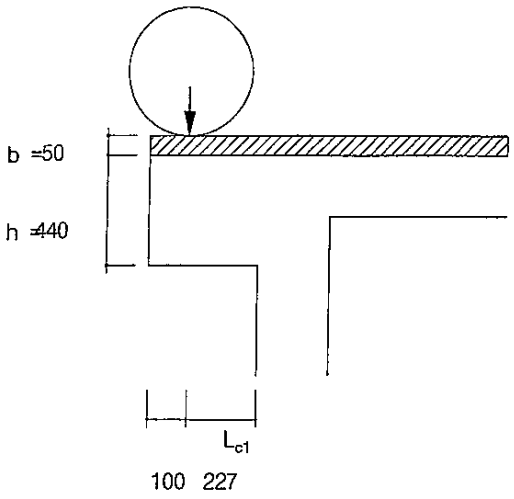
ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 153.813 kN · m

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

∴ ϕ_f · Mn = 153.813 kN · m > Mu = 96.067 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 + 0.227 = 0.327 m

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

MD = Wd × L_c^2 / 2 = 0.655 kN · m/m

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.056 ≤ 0.300 ∴ i = 0.056

Pr = 96 kN

E = 0.35 × 0.227 + 0.98 = 1.059 m

WL(1+i) = 124.800 kN

ML(1+i) = W × L (1 + i) × H1 / E = 26.740 kN · m

(3) 하중조합

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

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML(1+i) = 58.342 kN · m

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

1) 설계휨모멘트 : Mu = 58342233.4 (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 - 58342233.4 = 0 에서

As(req) = 709.609 (mm^2)

단면철근비 : P = As / (b × d) = 0.0029

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

최소철근비 : Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

① As(req) = 709.609

② As(min) = 868.000 ∴ As = 868 mm^2 이상 사용

③ 4/3×As = 946.145

(3) 사용 철근량

① H 16 @ 250 = 794.400

② H 13 @ 250 = 506.800

Σ = 1301.200 mm^2 (N = 8) ---------- O.K

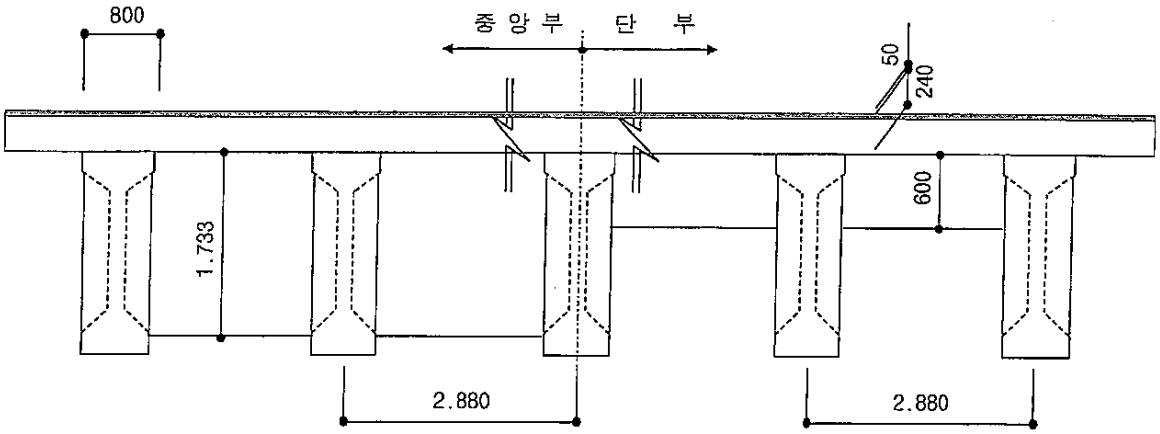
(4) 설계휨강도

ϕ_f · Mn = 0.85×As×fy×(d - a/2) = 104.701 kN · m

a = As · fy / (0.85 · fck · b) = 22.679 mm

∴ ϕ_f · Mn = 104.701 kN · m > Mu = 58.342 kN · m ---------- O.K

4.5 가로보의 설계



4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

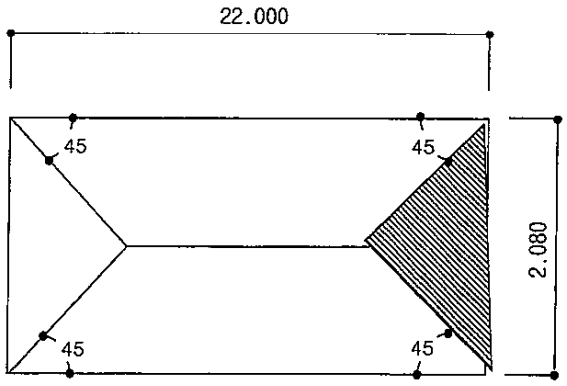
빔 높 이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.880 m

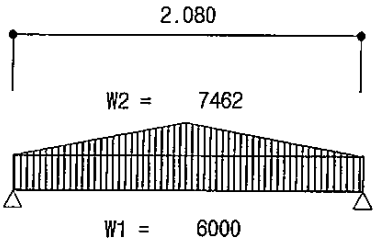
빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.880 − 0.800 = 2.080 m

교량사각 : 90.0 ° 가로보 사지간 2.080 ÷ SIN (90.0) = 2.080 m

2)작용하중

(1)고정하중





빔 폭: 0.400 × SIN (90.0) = 0.400 m

빔 자 중: 0.400 × SIN (90.0) × 0.600 × 2500 × 10 = 6000 N/m

슬라브자중: (0.240 × 1.040 × 2500 + 0.050 × 1.040 × 2350) × 10 = 7462 N/m

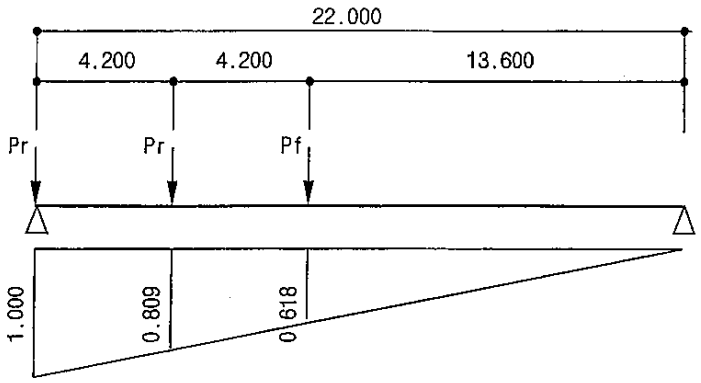
작용 단면력

Rad = 6000 × 2.080 × 1/2 + (2.080 × 7462 × 1/2) × 1/2 = 10120 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{6000 \times 2.080^2}{8} + \frac{7462 \times 2.080^2}{12} = 5935 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

ⓐ DB-24 하중



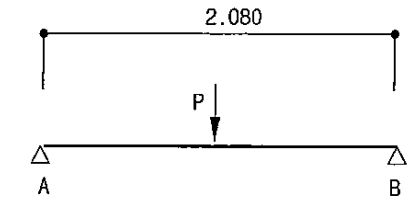
Pf = 18.0 kN

Pr = 72.0 kN

$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 22.000} = 0.242 < 0.3$$

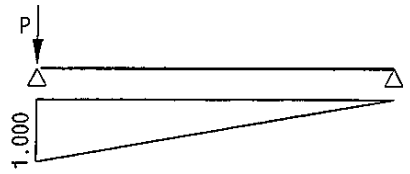
$$P\,(L+i) = \{\ 72.0 \times (\ 1.000 + 0.809\ ) + 18.0 \times 0.618\ )\} \times 1.242 = 175.587\ \text{kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{175.587 \times 2.080}{4}$$

$$= 91.305 \ kN \cdot m$$



$$RAl = 175.587 \times 1.000 = 175.587 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

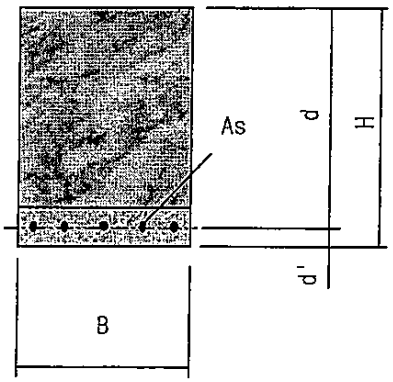
종 류	단 위	활하중 이외	활하중
Ml	kN · m	5.935	91.305
Vl	kN	10.120	175.587

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 5.935 + 2.150 \times 91.305 = 204.021 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 10.120 + 2.150 \times 175.587 = 390.668 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 204.021 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 / β1

= 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

= 204021000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 1,063.0 ㎟ 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,

$Asmin = Asreq \times 4/3$ = 1,417.4 ㎟ 이상이어야 한다.

사용철근	D 25	× 3 EA	= 1520.1	㎟	
	D 25	× 0 EA	= 0.0	㎟	
			= 1520.1	㎟	O.K.

[최대 철근비 검토]

$P = As / (b \cdot d)$ = 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 = 204.021 kN·m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.080 ÷ 0.770 = 2.701 < 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 = 390.668 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 = 390.668 kN 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

Sv = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm 0.K

Av = 397.2 mm^2 > 0.0025 · bo · Sv = 100.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

Sh = 100 mm < d/5 = 154 mm or 300 mm 0.K

Ah = 397.2 mm^2 > 0.0015 · bo · Sh = 60.0 mm^2 0.K

(D 16 × 2 ea)

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

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.701}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.701}{12} \right) \right] \times 300 \times 770.0$$

= 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 = 390.668 kN 0.K.

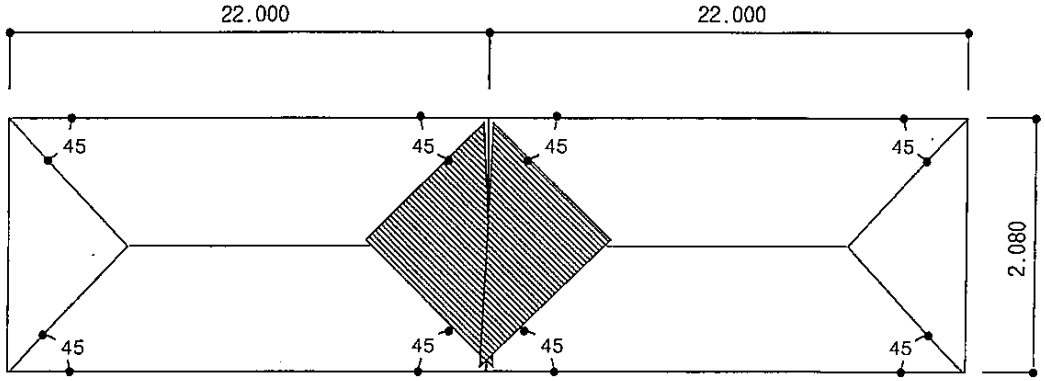
4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

빔 높 이 :	1.733	m	주 빔 간 격	:	2.880	m		
빔 폭 :	0.300	m	가로보 순지간	:	2.880	− 0.800	=	2.080 m
교량사각 :	90.0	°	가로보 사지간	:	2.080	÷ SIN (90.0)	=	2.080 m

2)작용하중

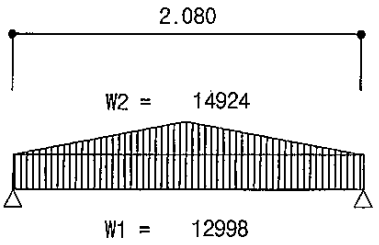
(1)고정하중



빔 폭: 0.300 × SIN (90.0) = 0.300 m

빔 자 중: 0.300 × SIN (90.0) × 1.733 × 2500 × 10 = 12998 N/m

슬라브자중: (0.240 × 2.080 × 2500 + 0.050 × 2.080 × 2350) × 10 = 14924 N/m



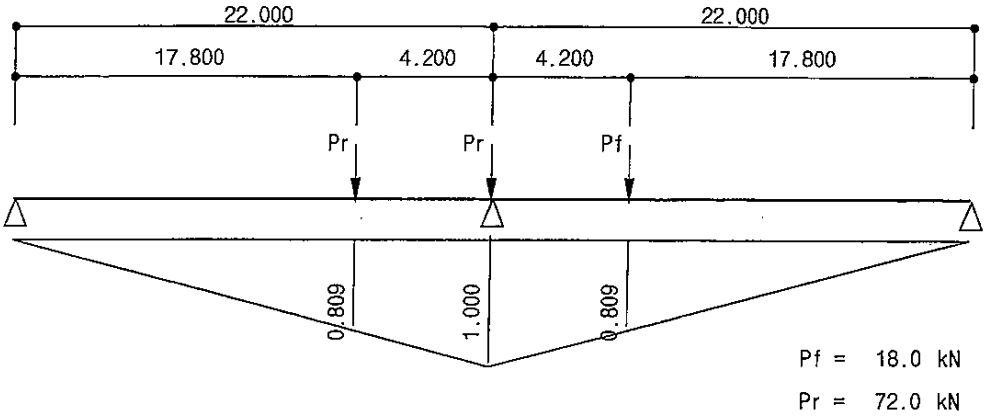
작용 단면력

Rad = 12998 × 2.080 × 1/2 + (2.080 × 14924 × 1/2) × 1/2 = 21278 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{12998 \times 2.080^2}{8} + \frac{14924 \times 2.080^2}{12} = 12410 \ N \cdot m$$

(2)활 하 중

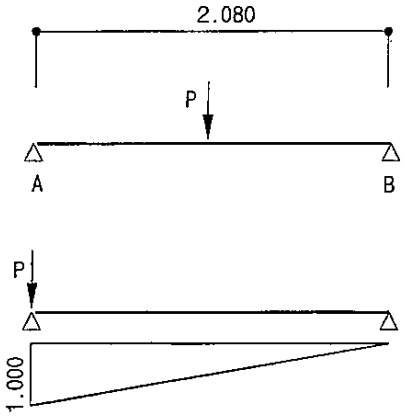
ⓐ DB-24 하중



$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 22.000} = 0.242 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.809) + 18.0 \times 0.809)\} \times 1.242 = 179.845 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{179.845 \times 2.080}{4}$$

$$= 93.519 \ kN \cdot m$$

$$RAl = 179.845 \times 1.000 = 179.845 \ kN$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

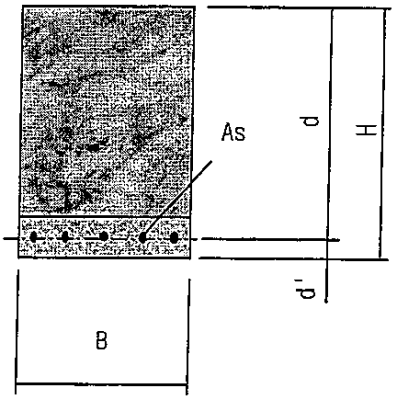
구 분	단 위	D2 교수 내부	
		상 행 선	하 행 선
M	kN · m	12.410	93.519
V	kN	21.278	179.845

(4) 극한단면력

$Mu = 1.3\ m_d + 2.15\ m_l = 1.300 \times 12.410 + 2.150 \times 93.519 = 217.199 \ kN \cdot m$

$Vu = 1.3\ S_d + 2.15\ S_l = 1.300 \times 21.278 + 2.150 \times 179.845 = 414.328 \ kN \cdot m$

3) 휨 검토



[설계조건]

fck = 27 MPa fy = 300 MPa

Mu = 217.199 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

= 217199000

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.123)

필요철근량 Asreq = 449.9 ㎟ 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 = 599.9 ㎟ 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 = 217.199 kN・m O.K.

4) 전단 검토 (fck = 27 MPa)

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

ln / d = 2.080 ÷ 1.903 = 1.093 < 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 = 414.328 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 = 414.328 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)

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

$$= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 1.093}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 1.093}{12} \right) \right] \times 300 \times 1903.0$$

= 907.046 kN

- 공칭전단강도

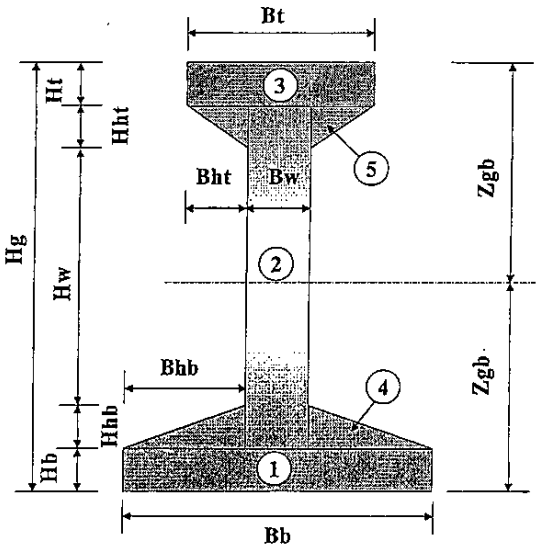
$\Phi \cdot Vn = \Phi \cdot Vc + \Phi \cdot Vs$

= 395.531 + 907.046 = 1302.577 kN < 1582.124 kN

∴ $\Phi \cdot Vn$ = 1302.577 > Vu = 414.328 kN O.K.

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

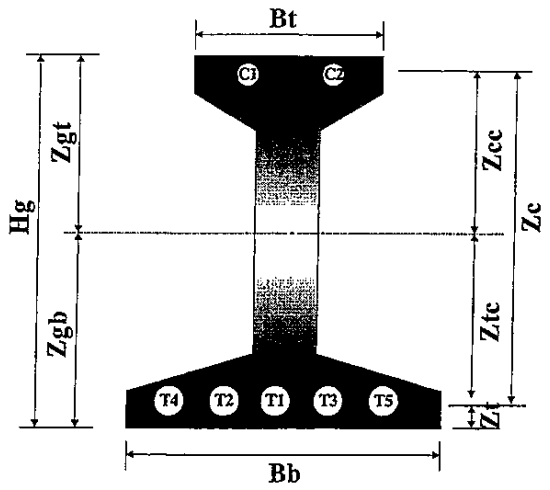


< 단위 : m >

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 × 1.600	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
Σ 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

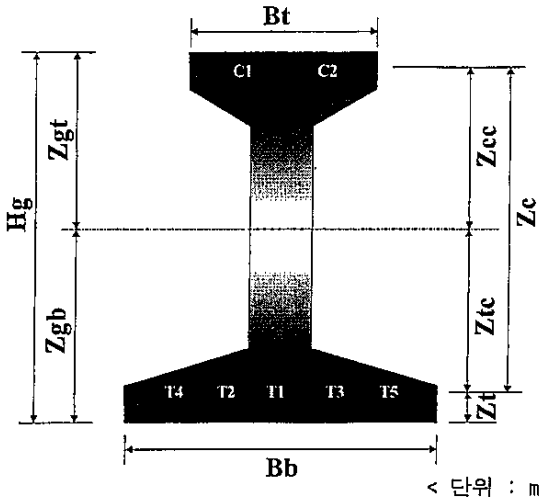
- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² : 0.000014 m⁴

▷ 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(mm)	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	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
Σ		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×z²) - ΣA×zt² 1.7302E-06 m⁴

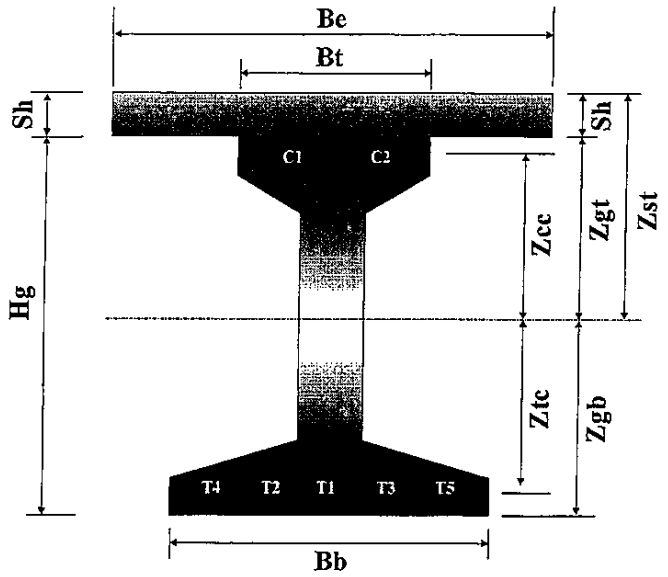
▷ 단면의 합성 < 단위 : m >

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	0.06375	0.124	0.00791	0.00098	1.120E-05
Σ		0.99098	0.873	0.86479	0.81116	0.506594

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -0.872662 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 1.227338 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 1.102338 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -0.748648 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 0.563078 m⁴

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.400 m

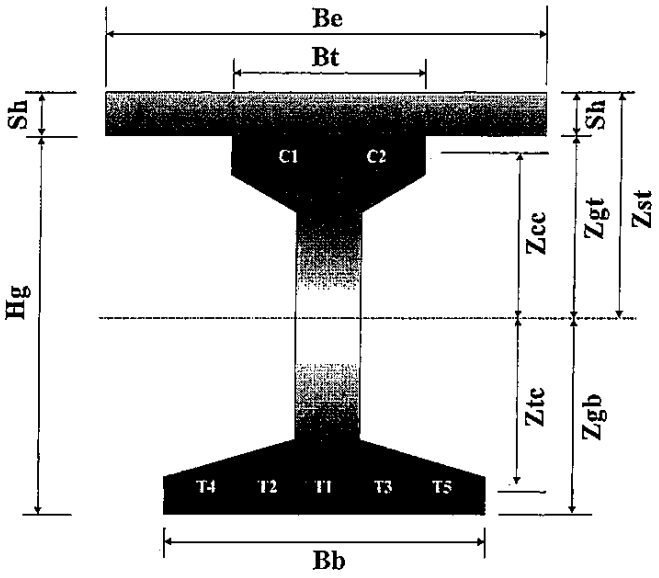
거더 경간의 1/12 + b1	=	5.067	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.840	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.740	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.740	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z²	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.99098	0.873	0.86479	0.75467	0.563078
바닥판	0.900	0.59184	2.220	1.31388	2.91682	0.002841
Σ		1.58282	1.376	2.17868	3.67150	0.565918

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.376451 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.723549 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.598549 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.252437 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.963549 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y²) - ΣA×zgb² 1.238572 m⁴

5.4.2 G2~G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

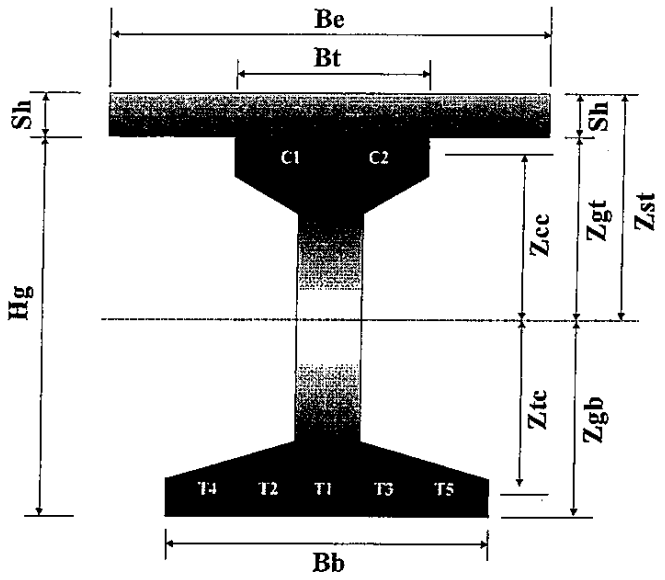
거더 경간의 1/4	=	11.00	m
12 × 바닥판 두께 + 복부폭	=	3.080	m
양쪽 바닥판의 중심간 거리	=	2.880	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.880	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.99098	0.873	0.86479	0.75467	0.563078
바닥판	0.900	0.62208	2.220	1.38102	3.06586	0.002986
Σ		1.61306	1.392	2.24581	3.82053	0.566064

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.392265 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.707735 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.582735 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.268251 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.947735 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.259831 m^4

5.4.3 G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.450 m

거더 경간의 1/12 + b1	=	5.117	m
6 × 바닥판 두께 + b1	=	2.890	m
인접거더와의 순경간의 1/2 + b1	=	2.790	m
압축플랜지의 유효폭(최소값)	=	2.790	m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z^2	Io
PS강재 환산단면	1.000	0.99098	0.873	0.86479	0.75467	0.563078
바닥판	0.900	0.60264	2.220	1.33786	2.97005	0.002893
Σ		1.59362	1.382	2.20265	3.72472	0.565970

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = Σ(A×z) / ΣA = -1.382168 m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.717832 m
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.592832 m
- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.258154 m
- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.957832 m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = ΣIo + Σ(A×y^2) - ΣA×zgb^2 1.246256 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	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.91095	0.506581		1.195	-0.905	1.070	-0.782
PS강재 환산단면	0.99098	0.563078		1.227	-0.873	1.102	-0.749
바닥판 합성단면	1.58282	1.238572	0.964	0.724	-1.376	0.599	-1.252

5.5.2 G2~G5 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	0.99098	0.563078		1.227	-0.873	1.102	-0.749
바닥판 합성단면	1.61306	1.259831	0.948	0.708	-1.392	0.583	-1.268

5.5.3 G6 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	0.99098	0.563078		1.227	-0.873	1.102	-0.749
바닥판 합성단면	1.59362	1.246256	0.958	0.718	-1.382	0.593	-1.258

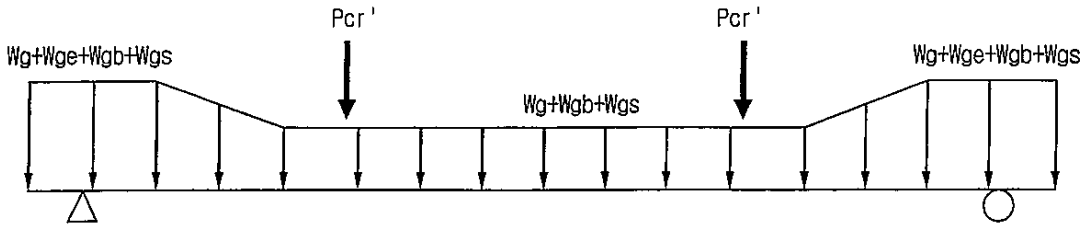
6. 설 계 하 중

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	× 16 EA		=	705	N/m

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

(1) G1 거더 : 0.240 × 2.740 × 25000 = 16440 N/m

(2) G2~G5 거더 : 0.240 × 2.880 × 25000 = 17280 N/m

(3) G6 거더 : 0.240 × 2.790 × 25000 = 16740 N/m

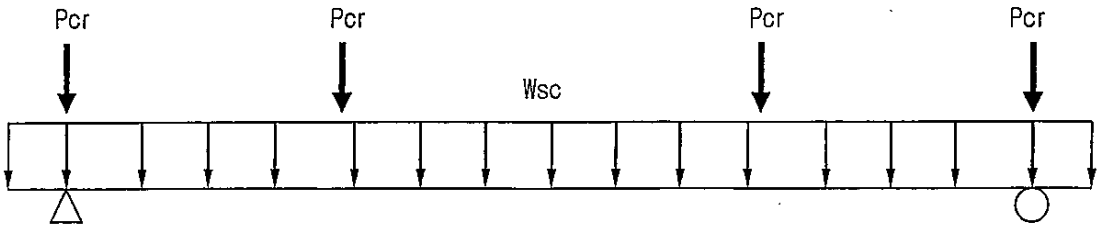
6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

(1) G1 거더 : 0.300 × 1.733 × 1.44 × 25000 = 18720 N

(2) G2~G5 거더 : 0.300 × 1.733 × 2.88 × 25000 = 37440 N

(3) G6 거더 : 0.300 × 1.733 × 1.44 × 25000 = 18720 N

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : A × w = 0.394 × 25000 = 9839 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/㎡

(4) 기타 하중

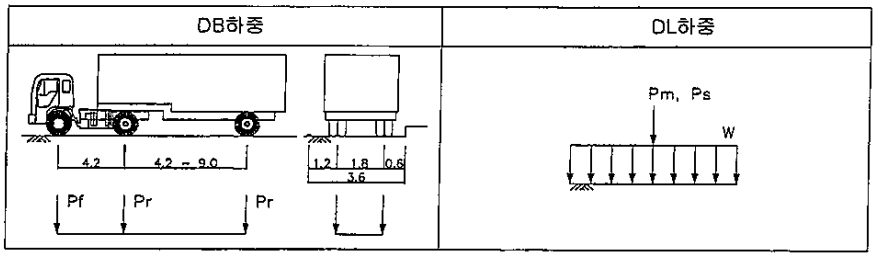
	위치	하중크기
1) 중분대	7.875m	10540N/m
2) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
3) 난간(우)	16.905m	1000N/m

6.4. 활하중(LL단계)

(1) 차 로 수 : 4 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)	1.259543	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026050	0.003911
요소 중심간격(V)	2.880	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

(1) 교량폭의 1/2 ; Bb = 8.525m

(2) 거더의 평균지간 ; L = 44.000m

(3) 주거더의 휨강성 ; Cx = Eg × Ig / Vg = 13123.722

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

(5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (Bb / L) \times \sqrt[4]{(Cx / Cy)} = 0.881$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

(1) 주거더의 비틀림강성 ; Dx = Gg × Jg / Vg = 116.293

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

(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)

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

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

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

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

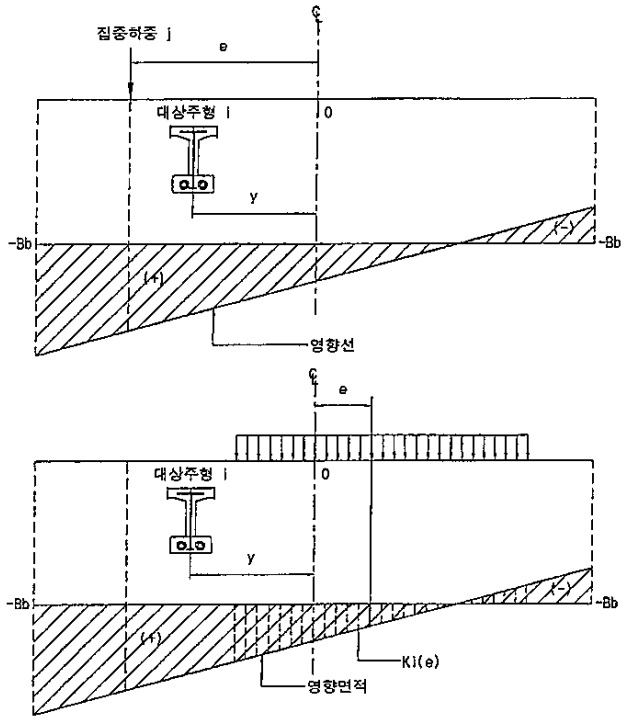
· 매트릭스 $[E]$에서 ±의 부호는, $y<e$일 때 −를, $y\geq e$일 때 −를 취한다.

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	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
	위치(m)	7.225	4.345	1.465	-1.415	-4.295	-7.175	(Σ)
-1.00×Bb	-8.525	-0.008	-0.033	-0.036	0.036	0.275	0.766	1.000
-0.75×Bb	-6.394	-0.014	-0.004	0.034	0.135	0.321	0.529	1.000
-0.50×Bb	-4.263	-0.015	0.033	0.112	0.234	0.336	0.301	1.000
-0.25×Bb	-2.131	-0.003	0.087	0.203	0.309	0.266	0.137	1.000
0.00×Bb	0.000	0.040	0.167	0.290	0.291	0.169	0.042	1.000
0.25×Bb	2.131	0.135	0.264	0.309	0.205	0.089	-0.001	1.000
0.50×Bb	4.263	0.298	0.335	0.235	0.113	0.033	-0.015	1.000
0.75×Bb	6.394	0.526	0.321	0.136	0.035	-0.004	-0.014	1.000
1.00×Bb	8.525	0.762	0.276	0.038	-0.035	-0.033	-0.009	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 7.225	G2 4.345	G3 1.465	G4 -1.415	G5 -4.295	G6 -7.175	합계 (∑)
방호벽(좌)	8.340	0.742	0.280	0.046	-0.029	-0.030	-0.009	1.000
방호벽(우)	-8.340	-0.009	-0.031	-0.030	0.044	0.279	0.746	1.000
콘크리트포장	0.000	2.489	2.722	2.838	2.844	2.740	2.517	16.150
중분대	0.650	0.062	0.196	0.307	0.268	0.142	0.024	1.000
난간(좌)	8.380	0.747	0.279	0.044	-0.030	-0.031	-0.009	1.000
난간(우)	-8.380	-0.009	-0.031	-0.031	0.043	0.278	0.750	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 7.225	G2 4.345	G3 1.465	G4 -1.415	G5 -4.295	G6 -7.175	합계 (Σ)
DB1	6.575	1.092	0.632	0.255	0.059	-0.011	-0.026	2.000
DB2	3.575	0.488	0.624	0.522	0.286	0.101	-0.022	2.000
DB3	-1.156	0.031	0.246	0.488	0.609	0.443	0.183	2.000
DB4	-4.156	-0.028	0.073	0.236	0.474	0.650	0.595	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 7.225	G2 4.345	G3 1.465	G4 -1.415	G5 -4.295	G6 -7.175	합계 (Σ)
DL1	6.575	0.547	0.318	0.127	0.029	-0.006	-0.014	1.000
DL2	3.575	0.238	0.320	0.265	0.142	0.049	-0.013	1.000
DL3	-1.156	0.012	0.120	0.246	0.315	0.221	0.086	1.000
DL4	-4.156	-0.015	0.035	0.116	0.239	0.334	0.291	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DB1	1.092	0.632	0.255	0.059	-0.011	-0.026	2.000
DB2	0.488	0.624	0.522	0.286	0.101	-0.022	2.000
DB3	0.031	0.246	0.488	0.609	0.443	0.183	2.000
DB4	-0.028	0.073	0.236	0.474	0.650	0.595	2.000
DB12	1.580	1.256	0.777	0.345	0.090	-0.048	4.000
DB13	1.123	0.877	0.743	0.668	0.432	0.157	4.000
DB14	1.064	0.704	0.491	0.533	0.639	0.569	4.000
DB23	0.519	0.870	1.010	0.895	0.545	0.161	4.000
DB24	0.460	0.697	0.758	0.760	0.752	0.573	4.000
DB34	0.003	0.319	0.724	1.083	1.094	0.778	4.000
DB123	1.450	1.351	1.138	0.859	0.480	0.121	5.400
DB124	1.397	1.196	0.911	0.737	0.667	0.492	5.400
DB134	0.986	0.855	0.881	1.028	0.974	0.677	5.400
DB234	0.442	0.849	1.121	1.232	1.076	0.681	5.400
DB1234	1.187	1.181	1.125	1.071	0.888	0.547	6.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DL1	0.547	0.318	0.127	0.029	-0.006	-0.014	1.000
DL2	0.238	0.320	0.265	0.142	0.049	-0.013	1.000
DL3	0.012	0.120	0.246	0.315	0.221	0.086	1.000
DL4	-0.015	0.035	0.116	0.239	0.334	0.291	1.000
DL12	0.784	0.637	0.392	0.171	0.043	-0.026	2.000
DL13	0.558	0.438	0.373	0.344	0.215	0.072	2.000
DL14	0.531	0.352	0.243	0.267	0.328	0.277	2.000
DL23	0.250	0.440	0.510	0.457	0.270	0.073	2.000
DL24	0.222	0.354	0.381	0.381	0.383	0.278	2.000
DL34	-0.003	0.155	0.362	0.554	0.555	0.377	2.000
DL123	0.716	0.682	0.574	0.437	0.237	0.054	2.700
DL124	0.692	0.605	0.457	0.368	0.339	0.238	2.700
DL134	0.489	0.425	0.440	0.524	0.494	0.327	2.700
DL234	0.211	0.427	0.564	0.626	0.544	0.328	2.700
DL1234	0.586	0.594	0.565	0.543	0.449	0.263	3.000

8. 설계 단면력 집계

8.1 지간중앙부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	5979.5	5979.5	5979.5	순 단 면	
합성전 고정하중	4182.7	4591.9	4255.3	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2114.8	2066.5	1992.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3863.3	3132.2	3745.5		
DL 활하중	3879.9	3122.1	3736.3		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3879.9	3132.2	3745.5		
합 계	16156.9	15770.1	15973.2		

8.2 지간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	583.2	583.2	583.2	순 단 면	
합성전 고정하중	371.0	398.9	377.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	223.3	175.4	214.1	바닥판 합성단면	
DB 활하중	434.6	390.6	437.4		
DL 활하중	422.7	366.4	425.6		
군중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	434.6	390.6	437.4		
합 계	1612.1	1548.0	1612.3		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	397.158	444.096	444.096	444.096	444.096	403.893	
합성후	231.533	186.368	169.046	163.793	177.147	221.412	
ADD	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	
DB1	289.583	195.642	99.338	34.981	9.677	2.354	
DB2	153.939	181.833	154.180	92.587	43.580	12.207	
DB3	30.078	83.743	140.728	169.943	134.999	76.634	
DB4	9.776	35.028	80.181	144.488	189.559	179.184	
DB12	443.442	377.434	253.352	127.283	50.732	14.055	
DB13	319.152	279.230	239.762	204.082	141.086	72.295	
DB14	292.290	229.380	178.620	178.477	195.503	174.384	
DB23	183.667	265.508	294.800	262.095	177.723	83.716	
DB24	156.801	215.634	233.656	236.489	232.139	185.804	
DB34	33.297	117.658	220.299	314.308	324.444	255.386	
DB123	425.462	414.862	354.442	266.591	165.416	71.431	
DB124	401.295	370.003	299.411	243.538	214.392	163.308	
DB134	290.131	281.813	287.407	313.581	297.460	225.911	
DB234	168.189	269.457	336.943	365.796	330.427	236.200	
DB1234	356.981	371.150	355.057	330.415	279.910	193.561	
DL1	285.575	183.360	97.099	36.617	11.513	2.664	
DL2	154.994	169.175	141.452	86.309	43.335	14.326	
DL3	32.569	79.493	127.670	155.014	125.502	79.388	
DL4	11.393	35.404	75.588	133.316	176.767	179.288	
DL12	440.456	352.448	238.322	122.515	52.477	16.314	
DL13	317.543	262.599	224.368	190.533	133.339	75.277	
DL14	289.522	217.079	171.527	168.687	184.466	174.635	
DL23	187.076	248.539	268.964	240.688	167.628	88.063	
DL24	159.084	202.981	216.080	218.828	218.712	187.410	
DL34	38.674	113.760	202.661	288.181	302.149	258.217	
DL123	424.807	388.485	329.076	248.608	157.919	75.588	
DL124	399.620	347.500	281.509	228.930	203.927	164.975	
DL134	289.879	266.895	269.240	291.299	278.932	228.583	
DL234	172.462	254.241	309.367	336.449	309.793	240.093	
DL1234	357.442	349.191	330.353	307.023	264.040	197.016	
ENV	443.442	414.862	355.057	365.796	330.427	258.217	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1675.397	1648.590	1571.463	1576.950	1554.933	1486.786	

8.3.2 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	397.158	444.096	444.096	444.096	444.096	403.893	
합성후	231.533	186.368	169.046	163.793	177.147	221.412	
ADD	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	
DB2	153.939	181.833	154.180	92.587	43.580	12.207	
DB3	30.078	83.743	140.728	169.943	134.999	76.634	
DB4	9.776	35.028	80.181	144.488	189.559	179.184	
DB12	443.442	377.434	253.352	127.283	50.732	14.055	
DB13	319.152	279.230	239.762	204.082	141.086	72.295	
DB14	292.290	229.380	178.620	178.477	195.503	174.384	
DB23	183.667	265.508	294.800	262.095	177.723	83.716	
DB24	156.801	215.634	233.656	236.489	232.139	185.804	
DB34	33.297	117.658	220.299	314.308	324.444	255.386	
DB123	425.462	414.862	354.442	266.591	165.416	71.431	
DB124	401.295	370.003	299.411	243.538	214.392	163.308	
DB134	290.131	281.813	287.407	313.581	297.460	225.911	
DB234	168.189	269.457	336.943	365.796	330.427	236.200	
DB1234	356.981	371.150	355.057	330.415	279.910	193.561	
DL1	285.575	183.360	97.099	36.617	11.513	2.664	
DL2	154.994	169.175	141.452	86.309	43.335	14.326	
DL3	32.569	79.493	127.670	155.014	125.502	79.388	
DL4	11.393	35.404	75.588	133.316	176.767	179.288	
DL12	440.456	352.448	238.322	122.515	52.477	16.314	
DL13	317.543	262.599	224.368	190.533	133.339	75.277	
DL14	289.522	217.079	171.527	168.687	184.466	174.635	
DL23	187.076	248.539	268.964	240.688	167.628	88.063	
DL24	159.084	202.981	216.080	218.828	218.712	187.410	
DL34	38.674	113.760	202.661	288.181	302.149	258.217	
DL123	424.807	388.485	329.076	248.608	157.919	75.588	
DL124	399.620	347.500	281.509	228.930	203.927	164.975	
DL134	289.879	266.895	269.240	291.299	278.932	228.583	
DL234	172.462	254.241	309.367	336.449	309.793	240.093	
DL1234	357.442	349.191	330.353	307.023	264.040	197.016	
ENV	443.442	414.862	355.057	365.796	330.427	258.217	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1675.397	1648.590	1571.463	1576.950	1554.933	1486.786	

8.3.3 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	397.158	444.096	444.096	444.096	444.096	403.893	
합성후	231.533	186.368	169.046	163.793	177.147	221.412	
ADD	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	
DB1	2.317	9.587	34.569	98.798	195.404	290.963	
DB2	12.034	42.997	91.936	153.815	182.605	155.445	
DB3	113.234	162.052	167.122	115.600	60.778	17.028	
DB4	235.970	196.708	120.975	55.312	19.389	5.327	
DB12	13.806	49.870	126.150	252.426	377.938	446.315	
DB13	108.645	167.818	200.742	213.964	255.794	306.290	
DB14	230.993	202.371	154.490	153.148	213.433	288.940	
DB23	119.586	204.057	258.504	269.201	243.057	170.909	
DB24	241.937	238.634	212.256	208.389	200.719	153.564	
DB34	349.203	358.760	288.097	170.912	80.167	22.355	
DB123	103.566	188.865	262.966	330.905	394.463	415.222	
DB124	213.689	219.981	221.330	276.172	356.346	399.607	
DB134	309.734	327.951	289.416	241.784	246.616	274.317	
DB234	319.584	360.591	341.406	291.513	235.153	152.486	
DB1234	262.944	304.818	309.743	316.775	342.382	344.902	
DL1	2.623	11.411	36.269	96.665	183.047	287.013	
DL2	14.116	42.811	85.739	141.099	169.849	156.564	
DL3	115.335	150.238	152.587	106.163	59.028	20.164	
DL4	233.922	183.587	114.446	54.157	20.812	6.122	
DL12	16.022	51.697	121.571	237.520	352.804	443.462	
DL13	110.923	157.791	187.672	202.168	241.373	304.327	
DL14	229.067	191.026	149.396	149.642	202.169	285.666	
DL23	123.211	191.697	237.583	246.845	228.270	174.006	
DL24	241.356	224.934	199.310	194.350	189.034	155.338	
DL34	349.258	333.825	267.033	160.320	79.839	26.286	
DL123	107.071	179.368	245.445	308.768	369.982	414.322	
DL124	213.421	209.277	210.990	261.521	334.677	397.511	
DL134	309.812	307.101	271.746	229.996	234.660	273.278	
DL234	320.882	337.625	316.654	270.217	222.834	155.943	
DL1234	264.243	287.051	290.247	297.360	322.838	344.755	
ENV	349.258	360.591	341.406	330.905	394.463	446.315	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1581.212	1594.319	1557.812	1542.058	1618.970	1674.884	

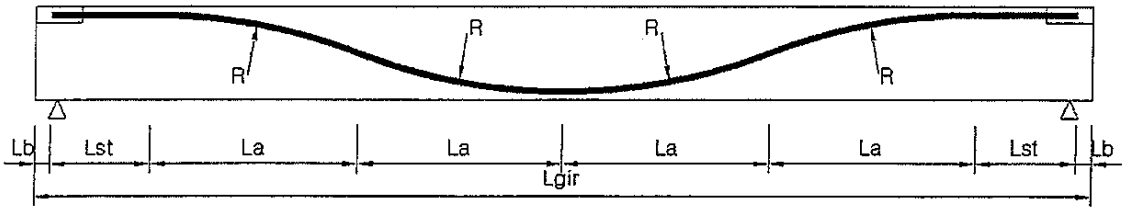
8.3.4 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	0.000	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	397.158	444.096	444.096	444.096	444.096	403.893	
합성후	231.533	186.368	169.046	163.793	177.147	221.412	
ADD	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	
DB1	2.317	9.587	34.569	98.798	195.404	290.952	
DB2	12.034	42.996	91.936	153.815	182.604	155.440	
DB3	113.230	162.051	167.121	115.599	60.778	17.028	
DB4	235.961	196.707	120.975	55.312	19.389	5.327	
DB12	13.806	49.869	126.150	252.426	377.936	446.299	
DB13	108.642	167.817	200.742	213.964	255.793	306.279	
DB14	230.984	202.370	154.489	153.148	213.432	288.930	
DB23	119.582	204.056	258.503	269.200	243.056	170.904	
DB24	241.929	238.633	212.255	208.388	200.718	153.559	
DB34	349.192	358.758	288.096	170.911	80.167	22.355	
DB123	103.564	188.864	262.965	330.904	394.461	415.207	
DB124	213.681	219.980	221.330	276.171	356.344	399.593	
DB134	309.724	327.949	289.415	241.783	246.615	274.307	
DB234	319.573	360.590	341.405	291.512	235.152	152.482	
DB1234	262.935	304.816	309.742	316.774	342.380	344.890	
DL1	2.623	11.411	36.269	96.666	183.048	287.011	
DL2	14.116	42.811	85.740	141.100	169.851	156.563	
DL3	115.335	150.239	152.589	106.164	59.028	20.164	
DL4	233.921	183.588	114.447	54.158	20.812	6.122	
DL12	16.022	51.697	121.572	237.522	352.807	443.459	
DL13	110.922	157.792	187.673	202.170	241.375	304.325	
DL14	229.066	191.027	149.397	149.644	202.170	285.664	
DL23	123.211	191.698	237.586	246.848	228.271	174.005	
DL24	241.355	224.936	199.312	194.352	189.035	155.337	
DL34	349.255	333.827	267.036	160.321	79.840	26.286	
DL123	107.071	179.369	245.447	308.771	369.985	414.319	
DL124	213.419	209.278	210.992	261.524	334.680	397.508	
DL134	309.810	307.103	271.749	229.998	234.661	273.276	
DL234	320.880	337.627	316.657	270.220	222.835	155.942	
DL1234	264.242	287.052	290.250	297.363	322.840	344.753	
ENV	349.255	360.590	341.405	330.904	394.461	446.299	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1581.210	1594.318	1557.811	1542.057	1618.968	1674.868	

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

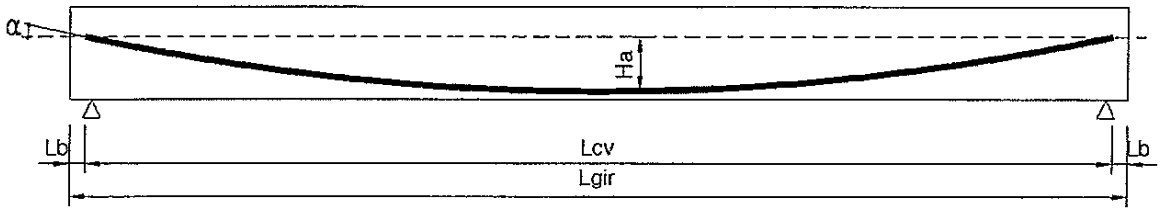
$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu\alpha+\kappa x)}] =$ 217377 N

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

- 지간중앙부까지의 강봉길이(x) = 22.065 m
- 파상마찰계수(κ) = 0.008

$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}]$ 194182 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)

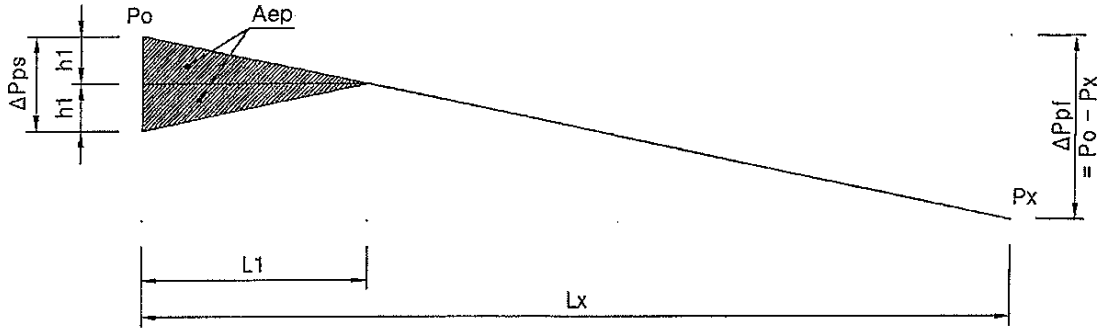
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8}{3}\frac{Ha^2}{Lcv} - \frac{32}{5}\frac{Ha^4}{Lcv^3}$

▷ 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	422126
T3	1.025	0.002105	0.09264	44.193	22.097	0.250	0.005	394060
T4	0.575	0.001181	0.05207	44.150	22.075	0.250	0.005	365663
T5	0.125	0.000257	0.01133	44.131	22.065	0.250	0.005	337025

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	4400	1508400	18.515	162939	0
C2	22.065	4400	1508400	18.515	162939	0
T1	22.175	9803	1165080	10.902	213736	0
T2	22.131	19074	2663040	11.816	450758	0
T3	22.097	17833	2663040	12.220	435849	0
T4	22.075	16565	2663040	12.679	420058	0
T5	22.065	15274	2663040	13.204	403360	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 - ΔPpf - ΔPps
- 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	3150000	-422126	0	2727874	-0.780362	4
T3	3150000	-394060	0	2755940	-0.780362	1
T4	3150000	-365663	0	2784337	-0.780362	2
T5	3150000	-337025	0	2812975	-0.780362	3

	fpsi	Σfpsi	fsw/N	fcir	Δfpe	ΔPpe
T3	6.338	19.147	-2.303	16.844	115.887	257.177
T4	6.404	12.743	-2.303	10.440	71.830	159.406
T5	6.469	6.274	-2.303	3.971	27.322	60.633
T2	6.274	0.000	-2.303	-2.303	-15.843	-35.159
Σ	25.485	38.164	-9.211	28.953	199.197	442.057

Δfpe의 평균치 : 49.799 MPa

ΔPpe의 평균치 : 110.514 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	-600000	97091	0	0	-502909	1.06964	-537931
C2	-600000	97091	0	0	-502909	1.06964	-537931
PS강봉 소계(압축)					-1005818	1.06964	-1075862
T1	1200000	-217377	0	0	982623	-0.79036	-776628
T2	3150000	-422126	0	35159	2763034	-0.78036	-2156166
T3	3150000	-394060	0	-257177	2498763	-0.78036	-1949939
T4	3150000	-365663	0	-159406	2624931	-0.78036	-2048396
T5	3150000	-337025	0	-60633	2752342	-0.78036	-2147822
PS강연선 소계(인장)					11621692	-0.78168	-9078951

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	-1006	1.070	-1075.86	
	강선	gs	11622	-0.782	-9078.95	
합성전 고정하중		bl			4182.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2114.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3879.90	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10616 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1006}{0.002514} = 400.087 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11622}{0.0098477} = -1180.143 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
fps	MPa			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4182.70}{0.56308} \cdot y$$

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			1.227	-0.873	1.102	-0.749	
fbl	MPa			9.117	-6.482	53.012	-36.003	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2114.80}{1.23857} \cdot y$$

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	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
fal	MPa	1.481	1.112	1.235	-2.350	6.616	-13.844	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3879.9 + 0}{1.23857} \cdot y$$

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	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
fll	MPa	2.717	2.040	2.267	-4.312	12.139	-25.400	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.5828} + n \cdot \frac{448.9}{1.2386} \cdot y$$

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	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
fsh	MPa	0.111	0.032	0.036	-0.725	-0.062	4.405	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 18.10 - 7 \times 7.70 = 163.258$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 27.32 + -9.23 = 18.10$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.56 + -2.14 = -7.70$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \quad -0.782 = 27.323 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \quad -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4183}{0.56308} \quad -0.749 = -5.561 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2115}{1.23857} \quad -1.252 = -2.138 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -163.258 \times 0.0098 = -1607.714$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1607.714}{1.5828} + n \cdot \frac{2013.560}{1.2386} \cdot y$$

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	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
fcr	MPa	0.496	0.145	0.161	-3.253	-0.276	19.758	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 400.09\ + 53.01\ + 6.62\ ) \times 0.03 = 13.791\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.791 \times 0.0025 = -34.672\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.672}{1.5828} + n \cdot \frac{-20.753}{1.2386} \cdot y$$

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	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
frgb	MPa	-0.034	-0.031	-0.034	0.001	-0.207	-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	223.892	0.000	36.400	163.258	9.345
T2	0.002219	190.215	15.843	36.400	163.258	10.118
T3	0.002219	177.568	-115.887	36.400	163.258	24.176
T4	0.002219	164.773	-71.830	36.400	163.258	20.666
T5	0.002219	151.8678	-27.322	36.400	163.258	17.119
Σ	0.009848	908.316	-199.197	182.000	816.289	81.423
avg	0.001970	181.663	-39.839	36.400	163.258	16.285

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.285 \times 0.0098 = -160.37\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-160.37}{1.5828} + n \cdot \frac{200.85}{1.2386} \cdot y$$

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	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
frgs	MPa	0.049	0.014	0.016	-0.325	-0.028	1.971	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 5.6308E+11 / 27804.0636 \times 2840832000 = 220.215$

$B = 1 + m = 1 + 220.215 = 221.215$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.22733807 - 220.215 \times 0.12 = -25.198$ m

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

$= 1.506 + 0.568 + 220.215 \times 0.005 + 220.215 \times 0.014$

$= 6.303$

$P = (1383.68 + 1130.49439) / 2 \times (138.7 \times 71)$

$= 12379418$ 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)

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

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

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

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

$= -1676127.019$ N

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

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

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

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

$= -198462.876$ N.m

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 105576.782$ N

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

$= 12026.185$ 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

$= 2.719$ MPa

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

$= 2.945$ MPa

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

$= -6.608$ MPa

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

$= 1.804$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.151$ MPa

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

$= -0.206$ MPa

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

$= 0.415$ 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	1.227	-0.873	1.102	-0.749	
fcr2	MPa	2.719	2.945	-6.608	1.804	-5.935	1.548	
fsh2	MPa	-0.151	-0.206	0.415	-0.113	0.373	-0.097	
f2	MPa	2.568	2.739	-6.193	1.692	-5.562	1.451	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			5979.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1006	1.070	-1075.86	
	강선	gs	11622	-0.782	-9078.95	
합성전 고정하중		bl			4591.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2066.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3132.20	
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) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10616 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1006}{0.002514} = 400.087 \ MPa$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11622}{0.0098477} = -1180.143 \ MPa$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
fps	MPa			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4591.90}{0.56308} \cdot y$$

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			1.227	-0.873	1.102	-0.749	
fbl	MPa			10.009	-7.117	58.198	-39.525	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{2066.50}{1.25983} \cdot y$$

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	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
fal	MPa	1.399	1.045	1.161	-2.284	6.188	-13.468	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3132.2 + 0}{1.25983} \cdot y$$

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	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
fll	MPa	2.121	1.584	1.760	-3.461	9.380	-20.413	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6131} + n \cdot \frac{448.9}{1.2598} \cdot y$$

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	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
fsh	MPa	0.104	0.027	0.030	-0.718	-0.094	4.365	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcd = 12 \times 18.10 - 7 \times 8.16 = 160.038$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 27 + -9.23 = 18.10$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -6.11 + -2.05 = -8.16$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \quad -0.782 = 27.323 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \quad -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4592}{0.56308} \quad -0.749 = -6.105 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{2067}{1.25983} \quad -1.252 = -2.054 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -160.038 \times 0.0098 = -1576.007$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1576.007}{1.6131} + n \cdot \frac{1973.849}{1.2598} \cdot y$$

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	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
fcr	MPa	0.457	0.119	0.132	-3.158	-0.414	19.189	

10.2.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 400.09\ + 58.20\ +\ 6.19\ ) \times\ 0.03\ =\ 13.934\ \ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.934 \times 0.0025 = -35.031\ \ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-35.031}{1.6131} + n \cdot \frac{-20.968}{1.2598} \cdot y$$

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	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
frgb	MPa	-0.034	-0.030	-0.033	0.001	-0.203	-0.004	

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	223.892	0.000	36.400	160.038	9.506
T2	0.002219	190.215	15.843	36.400	160.038	10.279
T3	0.002219	177.568	-115.887	36.400	160.038	24.337
T4	0.002219	164.773	-71.830	36.400	160.038	20.827
T5	0.002219	151.868	-27.322	36.400	160.038	17.280
Σ	0.009848	908.316	-199.197	182.000	800.191	82.228
avg	0.001970	181.663	-39.839	36.400	160.038	16.446

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.446 \times 0.0098 = -161.95\ \ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-161.95}{1.6131} + n \cdot \frac{202.83}{1.2598} \cdot y$$

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	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
frgs	MPa	0.047	0.012	0.014	-0.325	-0.043	1.972	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.56307757 / 27804.0636 \times 0.00289267 = 216.269$

$B = 1 + m = 1 + 216.269 = 217.269$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.22733807 - 216.269 \times 0.12 = -24.725\ m$

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

$= 1.506 + 0.568 + 216.269 \times 0.005 + 216.269 \times 0.014$

$= 6.227$

$P = (1383.68 + 1134.08061) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12397076\ N$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1811607.638\ N$

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

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

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

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

$= -215292.448\ N.m$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 106167.333\ N$

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

$= 12081.709\ N.m$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.919$ MPa

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

$= 3.093$ MPa

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

$= -7.144$ MPa

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

$= 1.951$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.149$ 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

$= 0.417$ 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	1.227	-0.873	1.102	-0.749	
fcr2	MPa	2.919	3.093	-7.144	1.951	-6.416	1.674	
fsh2	MPa	-0.149	-0.203	0.417	-0.114	0.375	-0.097	
f2	MPa	2.770	2.890	-6.726	1.838	-6.041	1.577	

10.3 G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN·m)	
거더 자중		sw			5979.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1006	1.070	-1075.86	
	강선	gs	11622	-0.782	-9078.95	
합성전 고정하중		bl			4255.30	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1992.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3745.50	
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) = $P_{G1} + P_{G2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5}$ = 10616 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$fgb = \frac{Pnet}{Agb} = \frac{1006}{0.002514} = 400.087 \text{ MPa}$$

$$fgs = \frac{Pnet}{Ags} = \frac{-11622}{0.0098477} = -1180.143 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$fps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
fps	MPa			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$fbl = n \cdot \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = n \cdot \frac{4255.30}{0.56308} \cdot y$$

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			1.227	-0.873	1.102	-0.749	
fbl	MPa			9.275	-6.595	53.932	-36.628	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$fal = n \cdot \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{1992.90}{1.24626} \cdot y$$

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	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
fal	MPa	1.379	1.033	1.148	-2.210	6.137	-13.025	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(군중하중 포함)

$$fll = n \cdot \frac{Mll + Mgj}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{3745.5 + 0}{1.24626} \cdot y$$

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	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
fll	MPa	2.591	1.942	2.157	-4.154	11.535	-24.480	

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.

$\Delta Psh = \Delta fsh \cdot Ags = -36.4 \times 0.0098 = -358.46$ kN

$$fsh = n \cdot \frac{\Delta Psh}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Psh \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.5936} + n \cdot \frac{448.9}{1.2463} \cdot y$$

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	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
fsh	MPa	0.108	0.030	0.034	-0.723	-0.074	4.390	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$\Delta fcr = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds = 12 \times 18.10 - 7 \times 7.66 = 163.532$ Mpa

$fcir = (fcgb + fcgs) + fcsw = fcps + fcsw = 27.32 + -9.23 = 18.10$ Mpa

$fcds = fcbl + fcal = -5.66 + -2.00 = -7.66$ Mpa

$$fcps = \frac{Pn}{Anet} + \frac{Mgb + Mgs}{Inet} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \quad -0.782 = 27.323 \text{ MPa}$$

$$fcsw = \frac{Msw}{Inet} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \quad -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$fcbl = \frac{Mbl}{Iconv} \cdot y = \frac{4255}{0.56308} \quad -0.749 = -5.658 \text{ MPa}$$

$$fcal = \frac{Mal}{Icomp} \cdot y = \frac{1993}{1.24626} \quad -1.252 = -2.003 \text{ MPa}$$

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

fcds는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$\Delta Pcr = \Delta fcr \cdot Ags = -163.532 \times 0.0098 = -1610.413$ kN

$$fcr = n \cdot \frac{\Delta Pcr}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Pcr \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-1610.413}{1.5936} + n \cdot \frac{2016.941}{1.2463} \cdot y$$

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	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
fcr	MPa	0.486	0.136	0.151	-3.247	-0.331	19.725	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (\ 400.09\ + 53.93\ + 6.14\ ) \times 0.03 = 13.805\ Mpa$$

$$\Delta Prgb = \Delta frgb \cdot Agb = -13.805 \times 0.0025 = -34.705\ kN$$

$$frgb = n \cdot \frac{\Delta Prgb}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgb \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-34.705}{1.5936} + n \cdot \frac{-20.773}{1.2463} \cdot y$$

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	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
frgb	MPa	-0.034	-0.030	-0.034	0.001	-0.205	-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	223.892	0.000	36.400	163.532	9.331
T2	0.002219	190.215	15.843	36.400	163.532	10.104
T3	0.002219	177.568	-115.887	36.400	163.532	24.162
T4	0.002219	164.773	-71.830	36.400	163.532	20.652
T5	0.002219	151.868	-27.322	36.400	163.532	17.105
Σ	0.009848	908.316	-199.197	182.000	817.660	81.355
avg	0.001970	181.663	-39.839	36.400	163.532	16.271

$$\Delta Prgs = \Delta frgs \cdot Ags = -16.271 \times 0.0098 = -160.23\ kN$$

$$frgs = n \cdot \frac{\Delta Prgs}{Acomp} + n \cdot \frac{\Delta Prgs \times e}{Icomp} \cdot y = n \cdot \frac{-160.23}{1.5936} + n \cdot \frac{200.68}{1.2463} \cdot y$$

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	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
frgs	MPa	0.048	0.014	0.015	-0.323	-0.033	1.963	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

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

$= 30891.0501 \times 0.56307757 / 27804.0636 \times 0.00289267 = 216.269$

$B = 1 + m = 1 + 216.269 = 217.269$

$C = Y_1' - m \times Y_2 = 1.22733807 - 216.269 \times 0.12 = -24.725 \text{ m}$

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

$= 1.506 + 0.568 + 216.269 \times 0.005 + 216.269 \times 0.014$

$= 6.227$

$P = (1383.68 + 1130.18903) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12377914 \text{ N}$

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

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

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

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

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

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

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

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

$= -1708127.603 \text{ N}$

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

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

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

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

$= -202323.086 \text{ N.m}$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

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

$= 106167.333 \text{ N}$

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

$= 12081.709 \text{ N.m}$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$= 2.724$ MPa

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

$= 2.944$ MPa

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

$= -6.734$ MPa

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

$= 1.839$ MPa

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$= -0.149$ 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

$= 0.417$ 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	1.227	-0.873	1.102	-0.749	
fcr2	MPa	2.724	2.944	-6.734	1.839	-6.048	1.578	
fsh2	MPa	-0.149	-0.203	0.417	-0.114	0.375	-0.097	
f2	MPa	2.576	2.741	-6.317	1.725	-5.673	1.480	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.817

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			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	
계				1.807	19.116	400.087	-1180.143	
응력 검토				-1.410	±19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.117	-6.482	53.012	-36.003	
4	fal	1.481	1.112	1.235	-2.350	6.616	-13.844	
5	fll	2.717	2.040	2.267	-4.312	12.139	-25.400	
6	fsh	0.111	0.032	0.036	-0.725	-0.062	4.405	
7	fcr	0.496	0.145	0.161	-3.253	-0.276	19.758	
8	frgb	-0.034	-0.031	-0.034	0.001	-0.207	-0.006	
9	frgs	0.049	0.014	0.016	-0.325	-0.028	1.971	
10	f2	2.568	2.739	-6.193	1.692	-5.562	1.451	
계		7.387	6.052	8.412	3.361	465.720	-1227.811	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-502.909	-502.909	982.623	2763.034	2498.763	2624.931	±2752.342
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	±0.0022
fps	(MPa)	-400.087	-400.087	1012.075	1245.058	1125.975	1182.827	±1240.241
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~G5거더 응력산출

1) G2~G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.820

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			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	
계				1.807	19.116	400.087	-1180.143	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	10.009	-7.117	58.198	-39.525	
4	fal	1.399	1.045	1.161	-2.284	6.188	-13.468	
5	fll	2.121	1.584	1.760	-3.461	9.380	-20.413	
6	fsh	0.104	0.027	0.030	-0.718	-0.094	4.365	
7	fcr	0.457	0.119	0.132	-3.158	-0.414	19.189	
8	frgb	-0.034	-0.030	-0.033	0.001	-0.203	-0.004	
9	frgs	0.047	0.012	0.014	-0.325	-0.043	1.972	
10	f2	2.770	2.890	-6.726	1.838	-6.041	1.577	
계		6.864	5.646	8.152	3.892	467.057	-1226.451	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-502.909	-502.909	982.623	2763.034	2498.763	2624.931	2752.342
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-400.087	-400.087	1012.075	1245.058	1125.975	1182.827	1240.241
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 G6거더 응력산출

1) G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.817

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			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	
계				1.807	19.116	400.087	-1180.143	
응력 검토				-1.410	19.200	±777.00	±1312.00	
				O.K	O.K	O.K	O.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.275	-6.595	53.932	-36.628	
4	fal	1.379	1.033	1.148	-2.210	6.137	-13.025	
5	fll	2.591	1.942	2.157	-4.154	11.535	-24.480	
6	fsh	0.108	0.030	0.034	-0.723	-0.074	4.390	
7	fcr	0.486	0.136	0.151	-3.247	-0.331	19.725	
8	frgb	-0.034	-0.030	-0.034	0.001	-0.205	-0.005	
9	frgs	0.048	0.014	0.015	-0.323	-0.033	1.963	
10	f2	2.576	2.741	-6.317	1.725	-5.673	1.480	
계		7.153	5.865	8.237	3.590	465.376	-1226.723	
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	16	16	16	16
P_{CT}	(kN)	-502.909	-502.909	982.623	2763.034	2498.763	2624.931	2752.342
A_P	(m^2)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-400.087	-400.087	1012.075	1245.058	1125.975	1182.827	1240.241
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 (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	5979.50	30891	0.5066	77.06
합성전 고정하중	4182.70	30891	0.5631	48.49
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.2386	9.14
프리스트레스 도입직후	-10154.81	30891	0.5066	-130.87
프리스트레스 손실	1702.04	30891	1.2386	8.97
활하중	3879.90	30891	1.2386	20.45

(2) G2~G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M (kN · m)	탄성계수 E (MPa)	단면2차모멘트 I (m^4)	처 짐 δ (mm)
거더 자중	5979.50	30891	0.5066	77.06
합성전 고정하중	4591.90	30891	0.5631	53.24
합성후 고정하중	2066.50	30891	1.2598	11.20
프리스트레스 도입직후	-10154.81	30891	0.5066	-130.87
프리스트레스 손실	1702.04	30891	1.2386	8.97
활하중	3132.20	30891	1.2386	16.51

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 + -130.87) = -43.31 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 + 48.49 + 9.14 + -121.89)

= 14.48 mm

(4) G2~G5 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$\delta_{\Phi 1} = \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps})$ (Φ_b = 0.805)

= 0.805 × (77.06 + -130.87) = -43.31 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 + 53.24 + 11.20 + -121.89)

= 22.17 mm

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-53.81	-53.81	$\delta_{do}+\delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-97.12	-97.12	
바닥판 타설 후	-48.63	-43.88	$\delta_{do}+\delta_{ps}+\delta_{d1}+\delta_{\Phi 1}$
고정하중 작용시	-16.03	-1.54	$\delta_{do}+\delta_{d1}+\delta_{d2}+\delta_{ps}+\delta_{\Phi 1}+\delta_{\Phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	20.45	16.51	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

▷ 허용처짐(δ_a) = L / 800 = 44 / 800 = 55 mm

(1) G1 거더

δv = 20.45 < δa = 55.00 ---------- O.K

(2) G2~G5 거더

δv = 16.51 < δa = 55.00 ---------- O.K

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

Mu = 1.3 MD + 2.15 ML = 24301885.0 N · m

2) 단면 제원

b =	2880.0	mm				(압축 플랜지의 폭)
dp =	2216.0	mm				
Ap1 =	0.0098477	m^2	=	9847.7	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) = 0.001543

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)] = 1832.6 MPa

5) 해석단면 결정

a = (Ap×Fps) / (0.85×Fck×b) = 273.0 mm

슬래브 두께 : 240.0 mm < 273.0 mm ---------- 플랜지단면

6) 최대 PS 강재량 검토

강재지수(qp) = ρp × Fps / Fck = 0.105

qp (=0.105) < 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)] = 47641.86 kN · m

Φ · Mn (=47641.862) > Mu (=24301.885) ---------- O.K

8) 균열 모멘트 검토

1.2 · Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fbe - fd) = -25268.816 kN · m

fpe = 24.349 MPa

fd = Md1 / Zbo = -10.687 MPa

Zbo = Ico/Ybo = -0.560 m^3

1.2 · Mcr (=-25268.816 < Φ · Mn (=47641.862) ---------- O.K

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G6 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	583.15	4.53
합성전	371.04	1.66
합성후	223.32	6.91
활하중	434.61	21.03

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2465.2 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) = 9414.0 kN · m

fpe = 24.349 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.687 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.560 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × Ml = 56.36 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 = 1707.08 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 286171.26 kN > 0.14 √fck × bw × d = 1190.03 kN

∴ Vci = 286171.26 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 9007496 N = 9007.50 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9875169 / 910953 = 10.840 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8869351 × 0.2448 = 2171555.47 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 9007.5 kN

3) øVc = 0.80 × 9007.5 = 7206.0 kN

1/2 øVc = 3,602.999 kN

∴ Vu < 1/2øVc, 전단 철근 불필요

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G6 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	362.00	199.92
합성후	216.97	114.17
활하중	426.50	225.88

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2395.8 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) = 9414.0 kN·m

fpe = 24.349 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.687 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.560 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 893.96 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 = 1669.64 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 18247.29 kN > 0.14 √fck × bw × d = 297.51 kN

∴ Vci = 18247.29 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + V = 3880540.69 N = 3880.54 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9875169 / 910953 = 10.840 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8869351 × 0.2448 = 2171555.47 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 3880.5 kN

3) øVc = 0.80 × 3880.5 = 3104.4 kN

1/2 øVc = 1,552.216 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 G6 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	422.04	2242.60
합성전	296.24	1516.40
합성후	170.84	889.79
활하중	368.37	1653.70

(1) 극한전단력

Vu = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1947.9 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 × √Fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

Mcr = Zbo × (0.5 × √Fck + fpe − fd) = 9414.0 kN · m

fpe = 24.349 MPa

fd = Md1 / Zbo = 10.687 MPa

Zbo = Ico/Ybo = 0.5595 m3

Mmax = 1.3 × (Md2+Md3) + 2.15 × MI = 6683.50 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 = 422.04 kN

Vi = 1.3 × (Vd2+Vd3) + 2.15 × VI = 1399.20 kN

- Vci는 0.14√Fck × bw × d 보다 작아서는 안된다.

Vci = 2499.13 kN > 0.14 √fck × bw × d = 297.51 kN

∴ Vci = 2499.13 kN

2) 전단강도 Vcw(복부 전단강도)

Vcw = $(0.29 \times \sqrt{fck} + 0.3 \times fpc) \times bw \times d + V$ = 3880540.69 N = 3880.54 kN

fpc = Pe1 / Ac = 9875169 / 910953 = 10.840 MPa

Vp = Pe2 ×sinΘ (Vp : 수직분력) = 8869351 × 0.2448 = 2171555.47 N

∴ Vc = min [Vci, Vcw]= 2499.1 kN

3) øVc = 0.80 × 2499.1 = 1999.3 kN

1/2 øVc = 999.653 kN

∴ 1/2ϕVc< Vu < øVc, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 s = 400 mm (0.75H (=1575mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$Av = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$

= (1947.9 - 1999.3) × 400

/ (0.80 × 300 × 1680.00)

= - 51.05 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

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{As}{n \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n \cdot Ib}} = 0.071$$

여기서, As, Is : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

Ab, Ib : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

dc : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$Pt = Eb \cdot (As/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.576 \times 1.0\times10^{-5}\times5$

$= 835200$ N

$Nct = Ft \cdot Pt = 0.071 \times 835200 = 59299.2$ N

$vt = 2\,Nct / a \cdot b = 2 \times 59299.2 / (2.88 \times 0.80)$

$= 0.051$ MPa

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{As}{n_2 \cdot Ab} + \frac{As \cdot dc^2}{Is + n_2 \cdot Ib}} = 0.187$$

$Ps = Eb \cdot As \cdot \varepsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6912 \times 18\times10^{-5} / 3.60$

$= 1002240$ N

$Ncs = Fs \cdot Ps = 0.187 \times 1002240 = 187418.88$ N

$vs = 2\,Ncs / a \cdot b = 2 \times 187418.88 / (2.88 \times 0.80)$

$= 0.163$ MPa

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

vd = 1177.5 x 1000 /(0.800 x 1.872) = 0.786 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 = 434.6 x 1000 /{ 0.800 x 1.872) = 0.290 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 0.786 + 2.15 x 0.290

= 1.645 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(0.786 + 0.290 + 0.051)

= 1.465 Mpa ≤ 0.8 x 3.5 = 2.800 MPa

③ 1.3 x(vt + vs)

= 1.3 x(0.051 + 0.163)

= 0.278 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

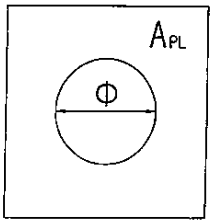
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

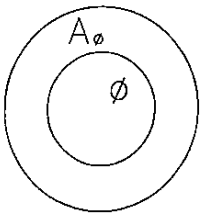
※ 사용 전단철근 간격 s = 0.400 m ※ O.K

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL}(m')$	$A\Phi(m')$	$\Phi(m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	유효프리스트레스(Pe)
T2	3,150,000	2,763,034	2,256,844
T3	3,150,000	2,498,763	2,040,988
T4	3,150,000	2,624,931	2,144,042
T5	3,150,000	2,752,342	2,248,111

* 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	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/16연선	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	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T3	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T4	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	O.K
T5	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	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	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/16연선	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	15.2/16연선	2,763,034	0.107	25.8	33.9	O.K
T3	15.2/16연선	2,498,763	0.107	23.3	33.9	O.K
T4	15.2/16연선	2,624,931	0.107	24.5	33.9	O.K
T5	15.2/16연선	2,752,342	0.107	25.7	33.9	O.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

a(정착판 일변 길이) = 295 ㎜

h(정착단면의 치수) = 2100 ㎜

α(radian) = ave(Tn-1~ Tn) = 0.128969115

∑Po (도입긴장력) = 12600000 N

1) 파열력 산정

$$T_{burst} = 0.25 \times \sum P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin\alpha)$$

$$= 0.25 \times 12600000 \times \{ 1 - (885 / 2100) \} + 0.5 \times 12600000 \times \sin 0.12897$$

$$= 2635005.4 \ N$$

2) 보강철근량 산정

$1.2\ T_{burst} = \Phi\ Tn = \Phi\ As\ fy$

Req'd As = 1.2 × 2635005.43 / (0.8 × 300.0) = 13175.0 ㎟

e = 2100 / 2 - (250 x 4 + 450 x 2 + 450 x 1) / 4

= 463 ㎜

dburst = 0.5 × (h - 2e) + 5e x sin 0.12897

= 0.5 × (2100 - 2 × 46.30) + 5 × 46.30 × sin 0.12897

= 1004.2 ㎜

* 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 300㎜ 를 넘어서는 안된다.
(도로교설계기준. P323)

배치 범위 = 2.5 × 1004.2 = 2510.5 ㎜

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 × 2635005.430 = 52700.109 N

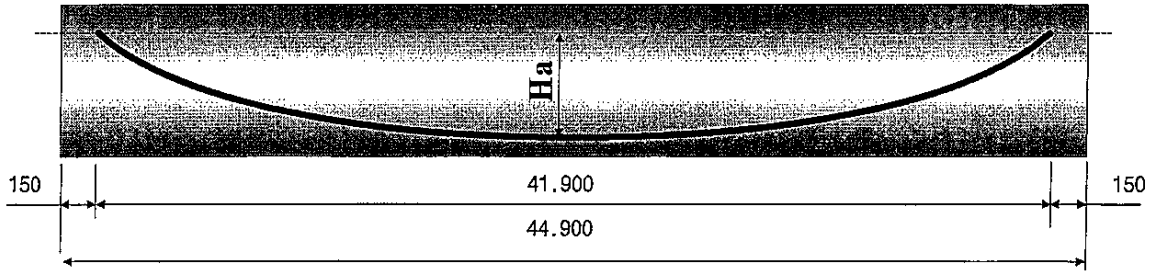
2) 보강철근량 산정

fs = 0.6 × fy = 0.6 × 300 = 180 MPa

As = Tspall / fs = 52700.109 / 180 = 292.778 ㎟

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	0.0022192	200000	1.475	44.261	0.13291
T3	0.0022192	200000	1.025	44.193	0.09264
T4	0.0022192	200000	0.575	44.150	0.05207
T5	0.0022192	200000	0.125	44.131	0.01133

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	5	-600.00	-502.91	44.130	-96.801
C2	5	-600.00	-502.91	44.130	-96.801
T1	5	1200.00	982.62	44.351	249.257
T2	4	3150.00	2763.03	44.261	294.833
T3	1	3150.00	2498.76	44.193	281.225
T4	2	3150.00	2624.93	44.150	287.224
T5	3	3150.00	2752.34	44.131	293.434

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	건조수축	크리프	신축 여유량	합 계	비 고
		0.4L	0.1L	0.2L	0.14L+10	0.84L+10	
A1	0.0m	0.00	0.00	0.00	10.00	10.00	

5) 계산 신축량 (∑ ΔL = 전 이동 가능량)

= 0.000 + 0.000 + 0.000 + 10.000 = 10 mm

⊙ 사거리 적용시 유간 =

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = MONO CELL JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.50 (유간 50mm)

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	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

6) 신축이음장치 규격결정

⊙ 신축이음장치 TYPE = MONO CELL JOINT

⊙ 신축이음장치 규격 = NO.50 (유간 50mm)

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. 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	899.043	O.K
	허용인발력(kN/EA)	281.402	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	118.391	O.K
	전단응력(MPa)	80	14.712	O.K
	수평변위(mm)	15	7.608	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1090.18	O.K
	허용인발력(kN/EA)	422.103	-	O.K
	휨응력(MPa)	210	128.76	O.K
	전단응력(MPa)	120	24.325	O.K
	수평변위(mm)	15	7.088	O.K

■ 단면 휨 설계

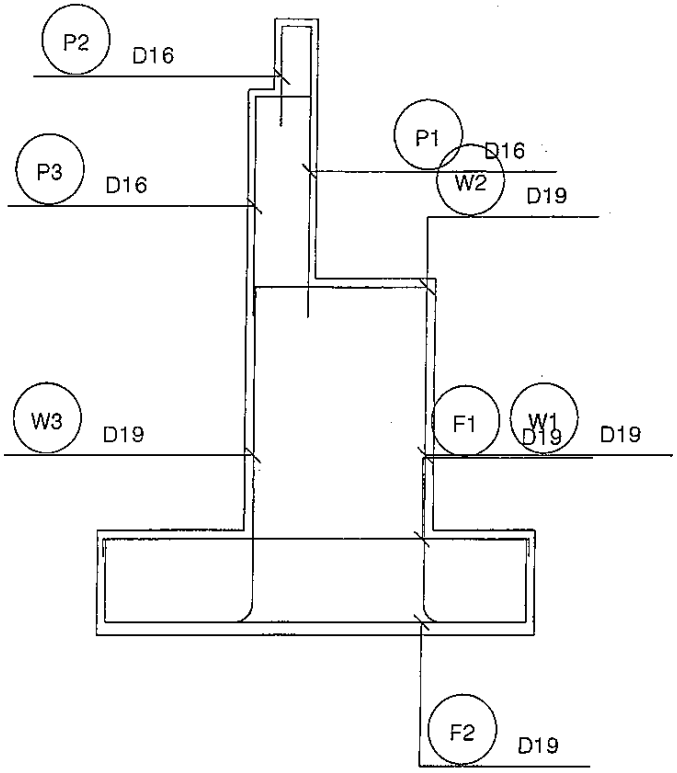
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	안전도	비고
전면저판		1200	150	1365.33	2292	362.073	603.833	1.668	O.K
후면저판		1200	100	574.7	2292	160.584	633.056	3.942	O.K
벽체	H=6.223	2200	100	1335.96	2292	712.058	1217.516	1.71	O.K
흉벽		800	80	893.729	1588.8	162.591	286.971	1.765	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1429.18	2292	131.013	206.4	1.575	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2779.99	3096.8	247.801	274.202	1.107	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1297.04	2292	119.221	206.4	1.731	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2686.83	3096.8	239.966	274.202	1.143	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1187.11	2292	109.361	206.4	1.887	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2965.25	3096.8	263.285	274.202	1.041	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1037.86	1588.8	95.902	145.17	1.514	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2031.53	2292	183.936	206.4	1.122	O.K

■ 사용성 검도

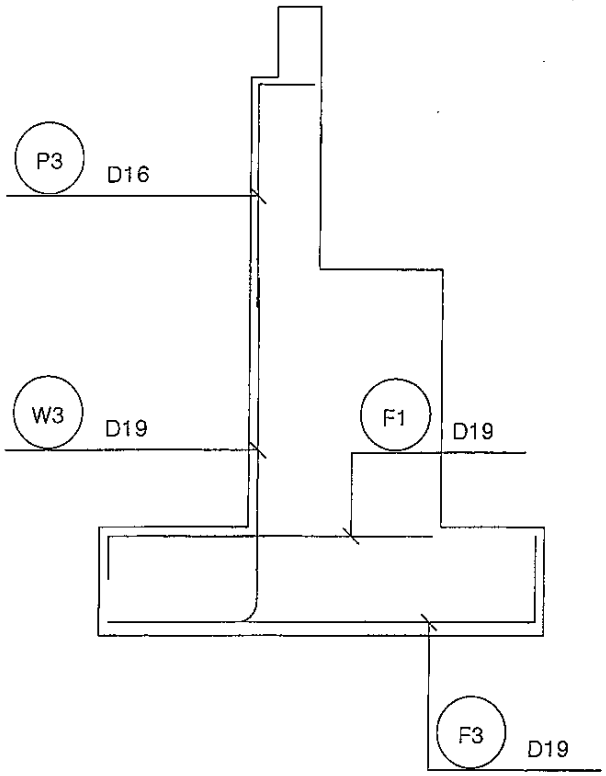
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sa)	비 고
전면저판		105.093	150	125	398.084	O.K
후면저판		34.679	150	125	1816.687	O.K
벽체	H=6.223	62.006	150	125	1016.03	O.K
흉벽		88.349	150	125	711.353	O.K
좌측날개벽	D(T=450 mm)	99.293	150	125	616.858	O.K
	A(T=450 mm)	140.761	150	125	386.958	O.K
	B(T=450 mm)	90.356	150	125	695.303	O.K
	C(T=450 mm)	136.311	150	125	405.224	O.K
우측날개벽	D(T=450 mm)	82.883	150	125	760.105	O.K
	A(T=450 mm)	149.557	150	125	354.056	O.K
	B(T=450 mm)	103.446	150	125	581.27	O.K
	C(T=450 mm)	139.403	150	125	388.661	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

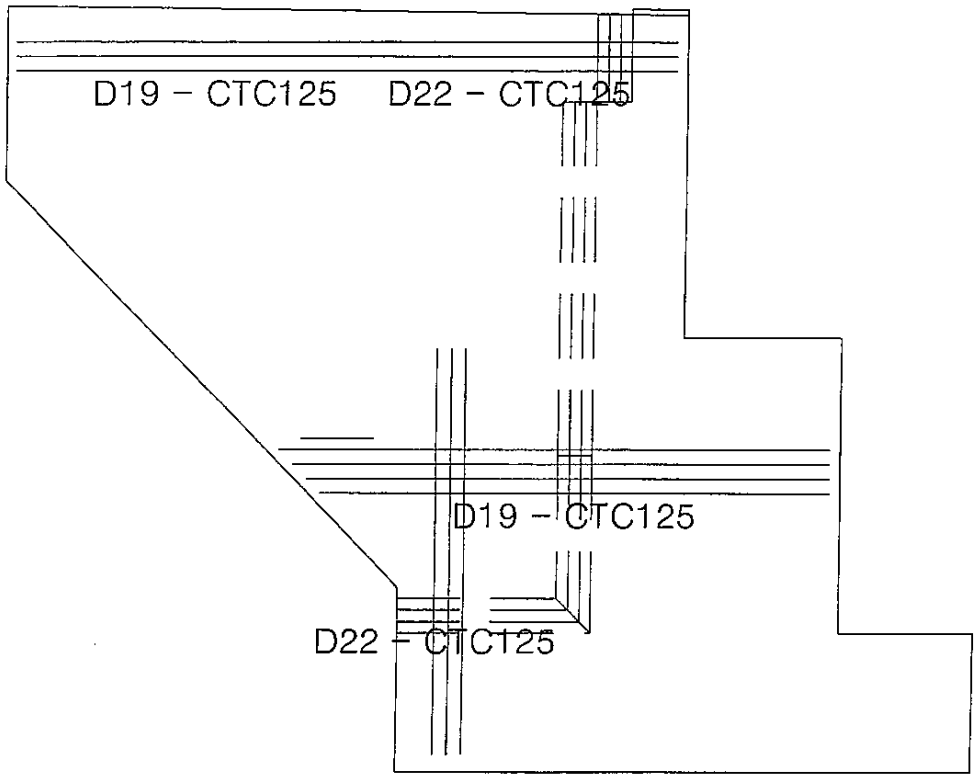


- ② Cycle (CTC = 250)

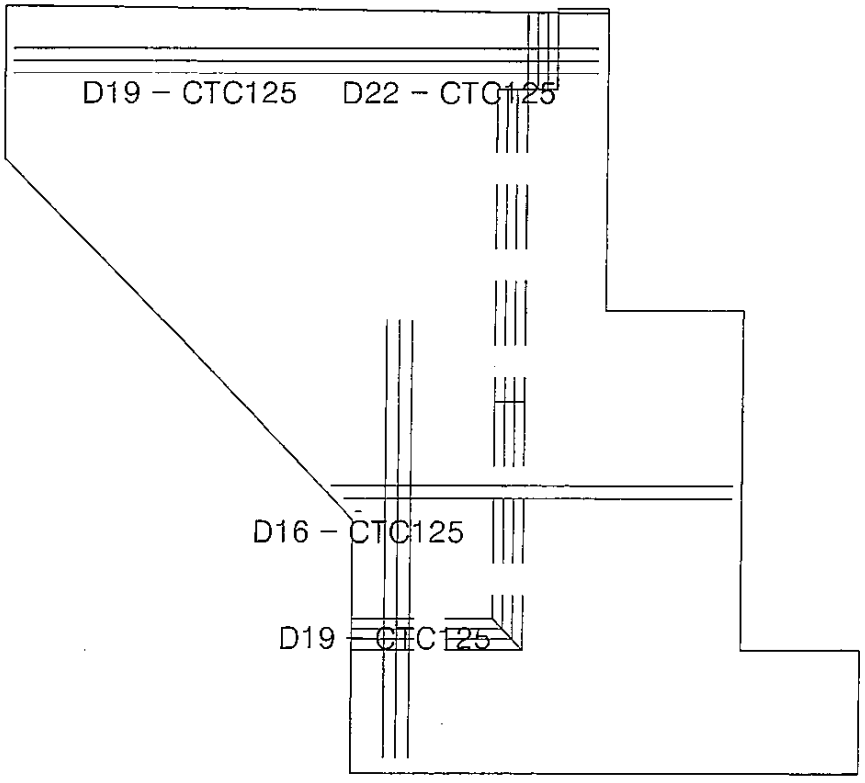


▣ 주철근 조립도

- 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 = 17.050 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.423 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 90.000 °

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 = 430.869 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 130.378 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 마찰계수 : μ = 0.537 ; TAN(2/3 · $\Phi 2$) : 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]

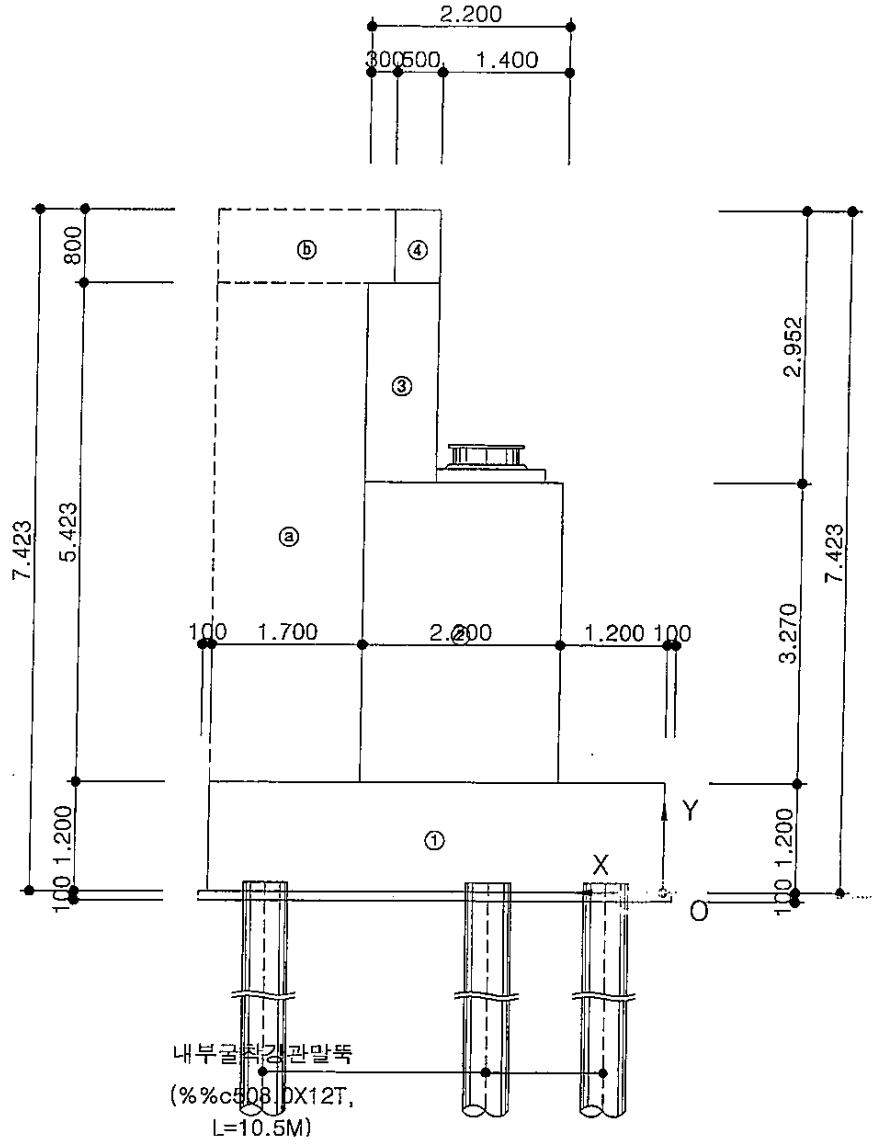
5) 설 계 방 법

(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)

구분	1	2	3	4	5	6	계
고정하중	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	7346.318
활하중	349.258	360.591	341.406	330.905	394.463	446.315	2222.938

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구분	1	2	3	4	5	6	계
교축방향	227.665	227.993	224.792	223.821	226.289	227.040	1357.600
직각방향	227.665	227.993	224.792	223.821	226.289	227.040	1357.600

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai)		단위중량(γi)	수직력(Vi)	수평력(Hi)
		m^3		kN/m^3	kN	kN
교대구체	①	5.100 × 1.200	= 6.120	25.000	153.000	11.781
	②	2.200 × 3.270	= 7.195	25.000	179.872	13.850
	③	0.800 × 2.152	= 1.722	25.000	43.042	3.314
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 15.437		385.914	29.715
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.423	= 9.218	20.000	184.366	14.196
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.818		216.366	16.660
총계					602.280	46.376

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	My
		Xi(m)	Yi(m)	kN·m	kN·m
교대구체	①	2.550	0.600	390.150	7.069
	②	2.300	2.835	413.706	39.268
	③	3.000	5.546	129.127	18.382
	④	2.850	7.023	28.500	5.407
	소 계			961.483	70.126
뒷채움재	ⓐ	4.250	3.911	783.554	55.525
	ⓑ	4.100	7.023	131.200	17.303
	소 계			914.754	72.828
총 계				1876.236	142.955

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 961.483 / 385.914 = 2.491 m
  Y = 70.126 / 29.715 = 2.360 m
- 뒷채움재 : X = 914.754 / 216.366 = 4.228 m
  Y = 72.828 / 16.660 = 4.371 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)

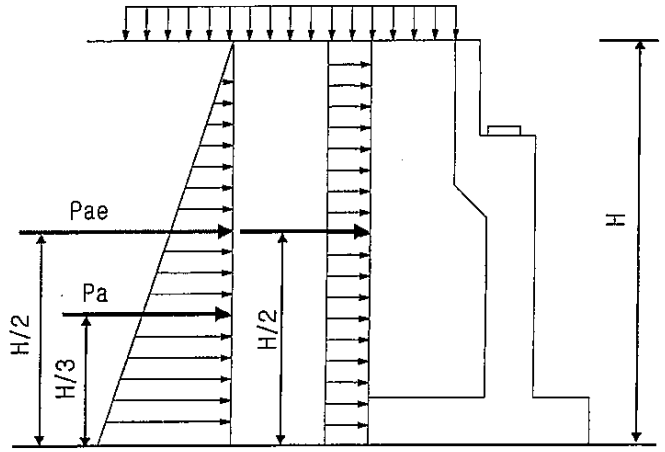
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

Θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평상시		지진시	
	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 = 7.423 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.423^2 x cos(0.000)

= 149.304 kN

y = H / 3 = 2.474 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.423 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.423^2 x cos(0.000)

= 172.994 kN

y = H / 2 = 3.711 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.223 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.223^2 x cos(11.667 + 0.000)

= 95.179 kN

y = H / 3 = 2.074 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.223 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H^2 x cos(δ+β)

= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.223^2 x cos(0.000 + 0.000)

= 121.580 kN

y = H / 2 = 3.111 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 7346.318 ÷ 17.050 = 430.869 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2222.938 ÷ 17.050 = 130.378 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 상부구조의 신축량

$\delta = \alpha \times \Delta T \times L$

$= 0.000010 \times 25.0 \times 45.1$

$= 0.011275$ m

교량받침의 개수 : N = 6 EA

교대의 폭원 : B = 17.050 m

탄성받침의 전단탄성계수 : kH = 2875.800 kN/m

- 단위폭당 작용 수평력

$Ph = kH \times \delta \times N / B$

$= 2875.800 \times 0.011275 \times 6 / 17.050$

$= 11.410$ kN/m

③ 가동단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

$Fm = \sum H \div (17.050 / \sin 90.0)$

$= 79.625$ kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1357.600 kN 임. 『지진하중 집계표』 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

$P1 = 10.000 \times 2.000 = 20.000$ kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.423 m)

$Pa1 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.271 \times 10.000 \times 7.423 \times \cos 0.000$

$= 20.115$ kN

$y = H / 2 = 3.711$ m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.223 m)

$Pa2 = Ka \times q \times H \times \cos(\delta + \beta)$

$= 0.251 \times 10.000 \times 6.223 \times \cos 11.667$

$= 15.296$ kN

$y = H / 2 = 3.111$ 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. 고대구체(평상시)	385.914	-	2.491	2.360	961.482	-
2. 고대구체(지진시)	385.914	29.715	2.491	2.360	961.482	70.125
3. 뒷채움재(평상시)	216.366	-	4.228	4.371	914.755	-
4. 뒷채움재(지진시)	216.366	16.660	4.228	4.371	914.755	72.828
5. 배면토압(평상시)	-	149.304	-	2.474	-	369.404
6. 배면토압(지진시)	-	172.994	-	3.711	-	642.025
7. 뒷채움 상재하중	20.000	20.115	4.100	3.711	82.000	74.652
8. 상부 고정하중반력	430.869	-	2.049	-	882.851	-
9. 상부활하중반력	130.378	-	2.049	-	267.145	-
10. 고랑받침마찰력	-	11.410	-	4.870	-	55.571
11. 상부관성력	-	79.625	-	4.870	-	387.806

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)	622.280	169.419	1958.237	444.056
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	602.280	149.304	1876.237	369.404
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	602.280	219.369	1876.237	784.978
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1183.527	180.829	3108.233	499.627
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	1033.143	160.714	2759.088	424.975
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1033.149	298.994	2759.088	1172.784

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

$\Sigma M = \Sigma Mr - \Sigma Mo$

e = 말뚝도심(= 2.350) - $\Sigma M / \Sigma V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	9.000	5.850	-
2 열	1.950	9.000	17.550	-
3 열	4.450	9.000	40.050	-
계	-	27.000	63.450	2.350

② 하중조합별 작용력

구분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	10609.874	2888.594	-0.083	-880.620
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	10268.874	2545.633	-0.152	-1560.869
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	10268.874	3740.241	0.538	5524.654
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	20179.135	3083.134	0.146	2946.154
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)	17615.190	2740.174	0.091	1602.982
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	17615.190	5097.848	0.815	14356.380

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 17.050 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.

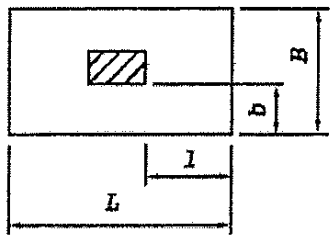
$\beta \lambda \leq 1.0$

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)
= 173253.710 x 27 / (17.050 x 5.100) = 53796.218 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 17.050 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.100 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 27 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 53796.218) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.243$ (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 = 2.550, 뒷굽기준으로 검토

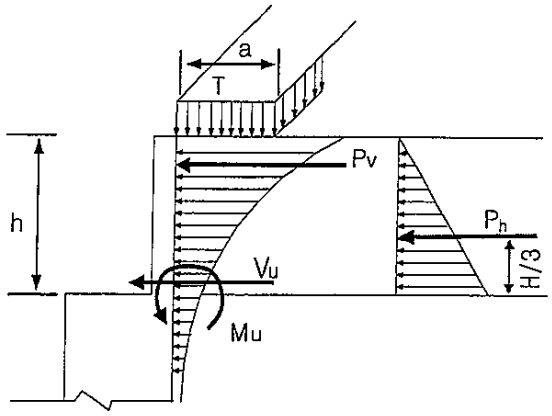


$\beta \lambda = 0.243 \times 1.700 = 0.412 \leq 1.0$, ∴ O.K

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 (2.952 - 0.36) = 74.561 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 2.952^2 x cos11.667 = 21.423 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.952 x 21.423 = 21.081 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 21.423 = 85.318 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 74.561 + 1.70 x 21.081 = 162.591 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.152 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.314 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.314 + 0.770 = 4.084 kN

Mw = 3.314 x 2.152/2 + 0.770 x (2.152 + 0.800/2) = 5.531 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 2.952^2 x cos0.000 = 27.365 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.952 x 27.365 = 40.392 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.084 + 1.00 x 27.365 = 31.449 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.531 + 1.00 x 40.392 = 45.924 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
평상시	85.318	162.591	
지진시	31.449	45.924	
설계단면력	85.318	162.591	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.223 m 「하중계산 참조」

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.934	2.316	-	1.000	17.934	41.535
2. 배면토압(평상시)	95.179	2.074	1.700	-	161.804	335.610
3. 배면토압(지진시)	121.580	3.111	-	1.000	121.580	378.267
4. 뒷채움 상재하중	15.296	3.111	1.700	-	26.003	80.903
5. 교량받침마찰력	11.410	3.670	1.300	-	14.833	54.443
6. 장blank관성력	79.625	3.670	-	1.000	79.625	292.256

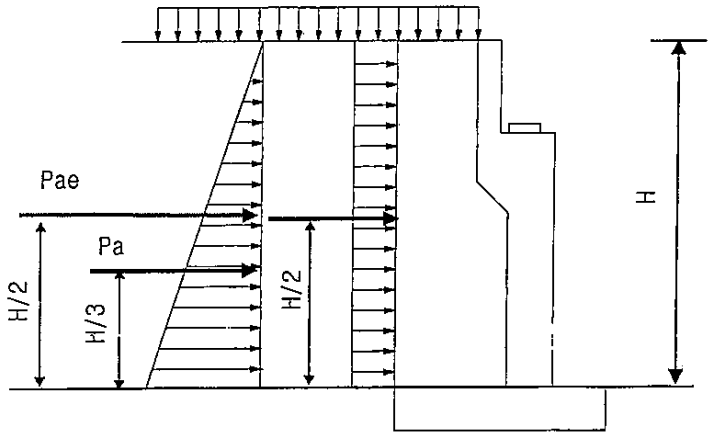
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 겁토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.934 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 41.535 kN.m

y = Mo / Ho = 41.535 / 17.934 = 2.316



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
평상시(H = 6.223 m)	202.640	470.956	
지진시(H = 6.223 m)	219.139	712.058	
설계단면력	219.139	712.058	

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)	385.914	-	2.491	2.360	961.482	-
2. 교대구체(지진시)	385.914	29.715	2.491	2.360	961.482	70.125
3. 뒷채움재(평상시)	216.366	-	4.228	4.371	914.755	-
4. 뒷채움재(지진시)	216.366	16.660	4.228	4.371	914.755	72.828
5. 배면토압(평상시)	-	149.304	-	2.474	-	369.404
6. 배면토압(지진시)	-	172.994	-	3.711	-	642.025
7. 토압의 연직분력	21.219	-	4.533	-	96.193	-
8. 뒷채움 상재하중	20.000	20.115	4.100	3.711	82.000	74.652
9. 상부 고정하중반력	430.869	-	2.049	-	882.851	-
10. 상부 활하중반력	130.378	-	2.049	-	267.145	-
11. 교량받침마찰력	-	11.410	-	4.870	-	55.571
12. 상부관성력	-	79.625	-	4.870	-	387.806

② 하중조합

구분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN.m)	Mo(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	862.036	288.012	2778.936	754.895
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	819.036	253.817	2602.636	627.987
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	602.280	219.369	1876.237	784.978
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1702.479	302.845	4501.004	827.138
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1379.166	268.650	3750.343	700.229
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1033.140	298.994	2759.088	1172.784

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(=2.350) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

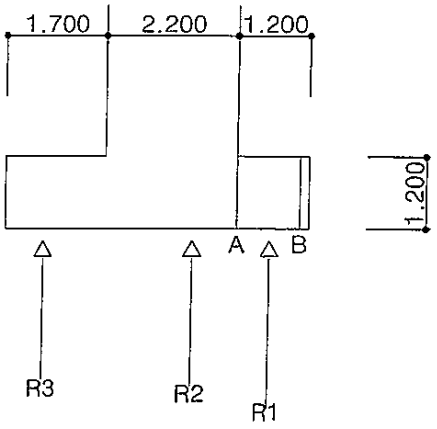
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN.m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	14697.719	4910.610	0.002	29.395
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	13964.569	4327.576	-0.061	-851.839
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	10268.874	3740.241	0.538	5524.654
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	29027.262	5163.512	0.192	5573.234
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	23514.780	4580.479	0.138	3245.040
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	17615.190	5097.848	0.815	14356.380

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(17.050 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 9본 / 17.050 (kN/m)
R2 = Ru2 x 9본 / 17.050 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 17.050 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	678.200	575.850	543.440
COMB 2	614.880	540.190	543.850
COMB 3	587.900	429.170	207.530
COMB 4	1343.860	1138.320	900.760
COMB 5	1070.090	917.780	769.420
COMB 6	1090.180	755.420	203.380

- 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	196.897	5.850	168.817
COMB 2	0.000	178.514	5.850	150.434
COMB 3	0.000	170.681	4.500	149.081
COMB 4	0.000	390.153	5.850	362.073
COMB 5	0.000	310.671	5.850	282.591
COMB 6	0.000	316.504	4.500	294.904

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

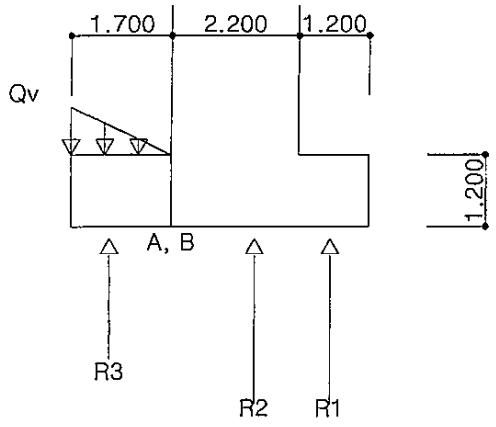
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 9본 / 17.050 (kN/m)

R2 = Ru2 x 9본 / 17.050 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 17.050 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	545.100	544.540	379.030
COMB 2	495.640	512.130	396.550
COMB 3	520.210	413.240	123.910
COMB 4	1216.200	1108.290	743.070
COMB 5	953.080	890.250	624.880
COMB 6	1015.920	737.950	111.640

- 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 = 216.366 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 216.366 kN

Ma = 216.366 x (4.228 - 3.400) = 179.111 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 6.223^2 x sin11.667

= 21.219 kN

Qv = 2 x Pv / L

= 2 x 21.219 / 1.700

= 24.963 kN

Vb = 24.963 x 1.700 / 2 = 21.219 kN

Ma = 24.963 x 1.700 x 1.700 / 3 = 24.048 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	200.074	210.078	220.123	151.070
COMB 2	209.323	219.789	174.325	110.292
COMB 3	65.407	68.677	201.959	153.783
COMB 4	392.236	411.848	27.961	-50.700
COMB 5	329.849	346.341	53.798	-16.261
COMB 6	58.930	61.877	208.435	160.584

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	362.1	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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1365.334 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.679]

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 = 1365.334 mm²

ρmin = Max(1365.334, 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 (= 362.073 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.668]

* 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

* 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=6.223

* 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	2200.0	2100.0	100.0	712.1	219.1

* 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 (2100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.15587

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1335.956 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.716]

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 = 0.00109

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 (2100.00 - a/2) = 1217.516 kN.m

≥ Mu (= 712.058 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.710]

* 전단에 대한 검토 (d = 2100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2100.00 = 1371.714 kN

≥ Vu (= 219.139 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 2200.0 x 1000.0 = 3300.000 ㎟ < 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	162.6	85.3

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 893.729 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.778]

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 (= 162.591 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.765]

* 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 (= 85.318 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 (2.952 - 0.36) = 74.561 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 2.952^2 x cos11.667 = 21.423 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.952 x 21.423 = 21.081 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 21.423 = 50.187 kN

Ms = 74.561 + 21.081 = 95.642 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.223 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	17.934	2.316	-	1.000	17.934	41.535
2. 배면토압(평상시)	95.179	2.074	1.000	-	95.179	197.418
3. 배면토압(지진시)	121.580	3.111	-	1.000	121.580	378.267
4. 뒷채움 상재하중	15.296	3.111	1.000	-	15.296	47.590
5. 교량반침마찰력	11.410	3.670	1.000	-	11.410	41.879
6. 상부관성력	79.625	3.670	-	1.000	79.625	292.256

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 17.934 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 41.535 kN.m

y = Mo / Ho = 41.535 / 17.934 = 2.316

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	비 고
설계단면력	121.885	286.887	

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+	643.499	169.419	2054.430	444.056
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	623.499	149.304	1972.430	369.404
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	602.280	219.369	1876.237	784.978
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1204.746	180.829	3204.425	499.627
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)	1054.368	160.714	2855.281	424.975
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1033.149	298.994	2759.088	1172.784

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(=2.350) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 「4. 안정검토」 참조

Mc = V x e

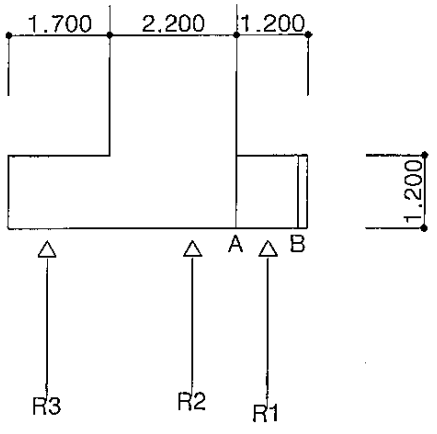
- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN·m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	10971.658	2888.594	-0.153	-1678.664
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	10630.658	2545.633	-0.221	-2349.375
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	10268.874	3740.241	0.538	5524.654
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	20540.919	3083.134	0.105	2156.797
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+1	17976.974	2740.174	0.045	809.964
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	17615.190	5097.848	0.815	14356.380

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭(17.050 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 9본 / 17.050 (kN/m)

R2 = Ru2 x 9본 / 17.050 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 17.050 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	450.940	406.600	420.500
COMB 2	413.300	388.090	429.150
COMB 3	587.900	429.170	207.530
COMB 4	899.040	783.060	655.230
COMB 5	763.750	678.610	602.280
COMB 6	1090.180	755.420	203.380

- 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

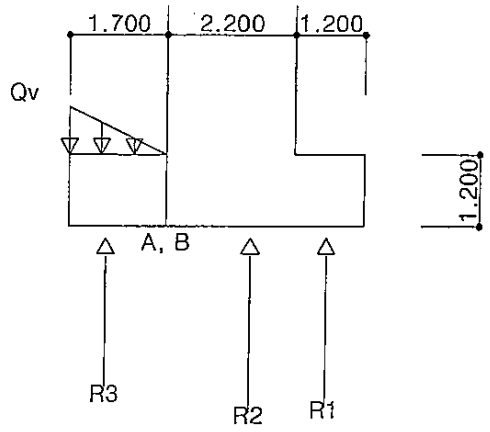
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN m)	Vs(kN)	MS(kN m)
COMB 1	0.000	130.918	4.500	109.318
COMB 2	0.000	119.990	4.500	98.390
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	261.012	4.500	239.412
COMB 5	0.000	221.734	4.500	200.134
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 9본 / 17.050 (kN/m)

R2 = Ru2 x 9본 / 17.050 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 17.050 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	370.660	387.710	321.330
COMB 2	340.810	371.030	339.600
COMB 3	520.210	413.240	123.910
COMB 4	821.970	764.930	560.020
COMB 5	693.000	661.960	514.880
COMB 6	1015.920	737.950	111.640

- 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	169.617	178.098	135.967	82.861
COMB 2	179.261	188.224	109.323	58.285
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	295.612	310.392	9.973	-49.434
COMB 5	271.784	285.373	16.800	-38.865
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)] = 239.412 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 105.093 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 / 105.09) - 2.5 x 140.50 = 398.08 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 105.09) = 599.47 mm
Sa는 작은 값인 398.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 398.08 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 82.861 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 34.679 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 / 34.68) - 2.5 x 90.50 = 2044.61 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 34.68) = 1816.69 mm
Sa는 작은 값인 1816.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1816.69 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.223

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 286.887 x 1000000 / [2292.000 x (2100.000 - 244.037/3)]
= 62.006 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2100.0/(7x2292.000)]
= 244.037 mm

사용철근량 = 2292.0 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

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 / 62.01) - 2.5 x 90.50 = 1043.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 62.01) = 1016.03 mm

Sa는 작은 값인 1016.03 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1016.03 mm) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 95.642 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 88.349 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 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

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 / 88.35) - 2.5 x 72.00 = 711.35 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 88.35) = 713.08 mm

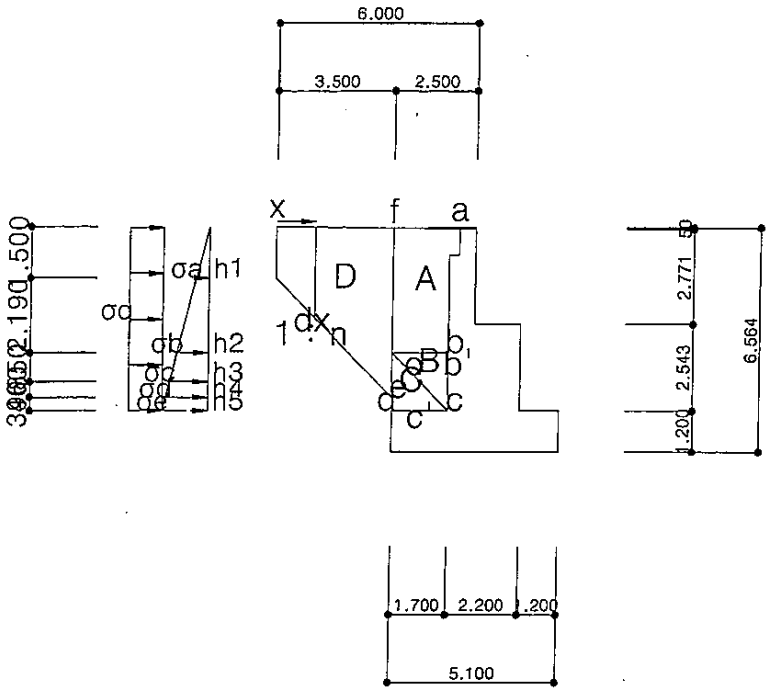
Sa는 작은 값인 711.35 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 711.35 mm) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

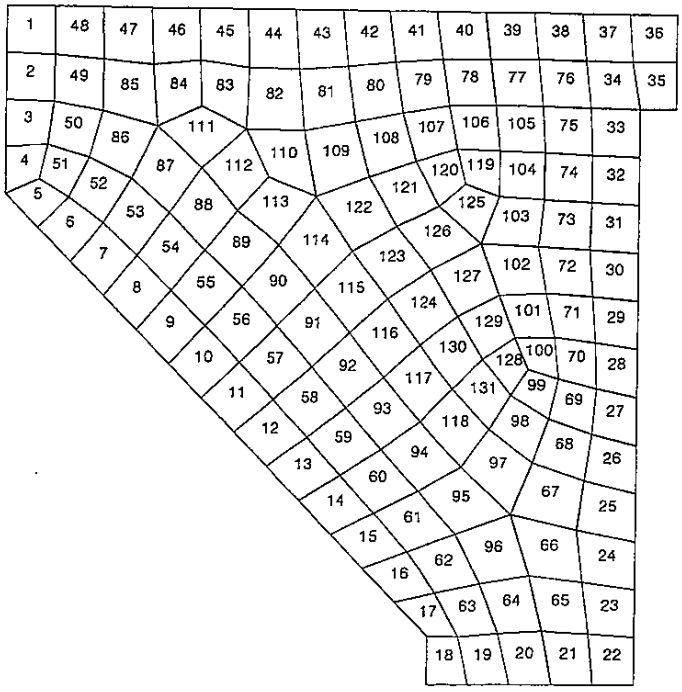


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	131.013	247.801	119.221	239.966
전단력(kN)	81.325	125.029	127.315	190.632

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN·m)	77.067	145.765	70.130	141.157
전단력(kN)	47.838	73.547	74.891	112.137

(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	131.0	81.3

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1429.177 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.604]

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 (= 131.013 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.575]

* 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 (= 81.325 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	247.8	125.0

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2779.987 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.114]

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 (= 247.801 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.107]

* 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 (= 125.029 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	119.2	127.3

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1297.037 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.767]

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 (= 119.221 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.731]

* 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 (= 127.315 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	240.0	190.6

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2686.827 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.153]

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 (= 239.966 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.143]

* 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 (= 190.632 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 77.067 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 99.293 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 / 99.29) - 2.5 x 70.50 = 616.86 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 99.29) = 634.49 mm
Sa는 작은 값인 616.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 616.86 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 145.765 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 140.761 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 / 140.76) - 2.5 x 69.00 = 386.96 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 140.76) = 447.57 mm
Sa는 작은 값인 386.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 386.96 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.130 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 90.356 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 / 90.36) - 2.5 x 70.50 = 695.30 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.36) = 697.24 ㎜

Sa는 작은 값인 695.30 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 695.30 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 141.157 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 136.311 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 / 136.31) - 2.5 x 69.00 = 405.22 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.31) = 462.18 ㎜

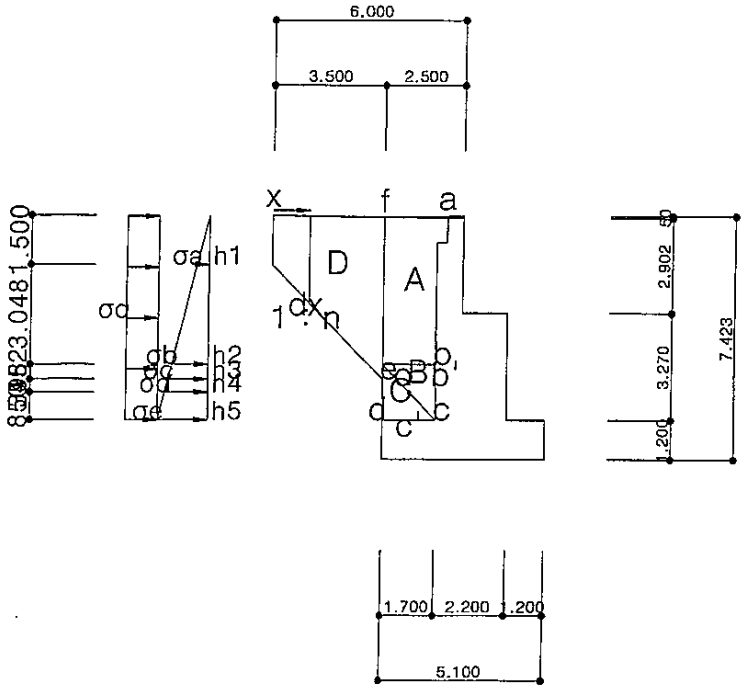
Sa는 작은 값인 405.22 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 405.22 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

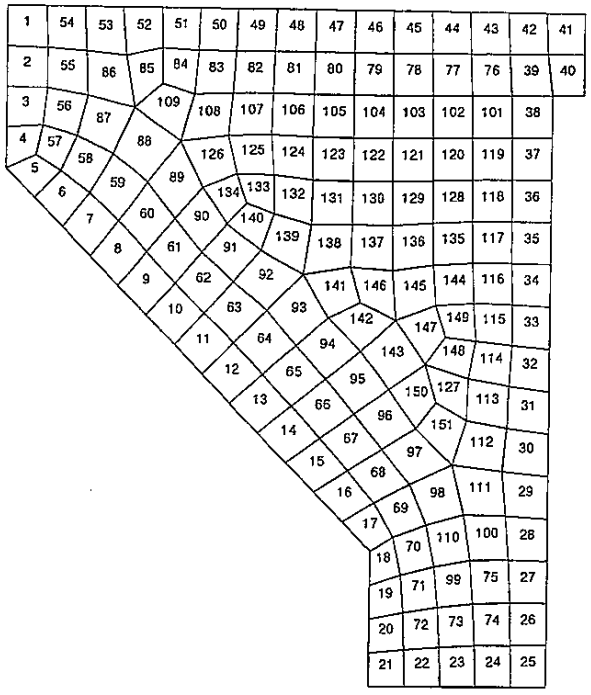


U = 1.700 · H + 1.700 · L

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)	109.361	263.285	95.902	183.936
전단력(kN)	81.060	139.250	114.710	134.442

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN·m)	64.330	154.873	56.413	108.198
전단력(kN)	47.682	81.912	67.476	79.084

(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	109.4	81.1

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1187.107 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.931]

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 (= 109.361 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.887]

* 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 (= 81.060 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	263.3	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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2965.249 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.044]

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 (= 263.285 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.041]

* 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 (= 139.250 kN) , 전단보강 불필요.

③ B(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	95.9	114.7

* 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 ㎜, 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1037.859 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 1588.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.531]

1단 : D16 - 8.0 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 = 0.00429

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 ㎜

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 300 x (370.00 - a/2) = 145.170 kN.m

≥ Mu (= 95.902 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.514]

* 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 (= 114.710 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	183.9	134.4

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2031.526 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.128]

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 (= 183.936 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.122]

* 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 (= 134.442 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.330 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 82.883 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 / 82.88) - 2.5 x 70.50 = 773.88 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 82.88) = 760.10 mm
Sa는 작은 값인 760.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 760.10 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 154.873 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 149.557 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 / 149.56) - 2.5 x 69.00 = 354.06 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 149.56) = 421.25 mm
Sa는 작은 값인 354.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 354.06 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 56.413 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 103.446 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 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : D16 - 8.0 EA (= 1588.8 ㎟)

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 / 103.45) - 2.5 x 72.00 = 581.27 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.45) = 609.02 mm

Sa는 작은 값인 581.27 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 581.27 mm) ∴ O.K

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 108.198 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]

= 139.403 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 mm)

1단 : D19 - 8.0 EA (= 2292.0 ㎟)

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 / 139.40) - 2.5 x 70.50 = 388.66 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 139.40) = 451.93 mm

Sa는 작은 값인 388.66 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 388.66 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 7.000 = 4.900 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.400 = 10.000 kN/m ; 접속판의 자중

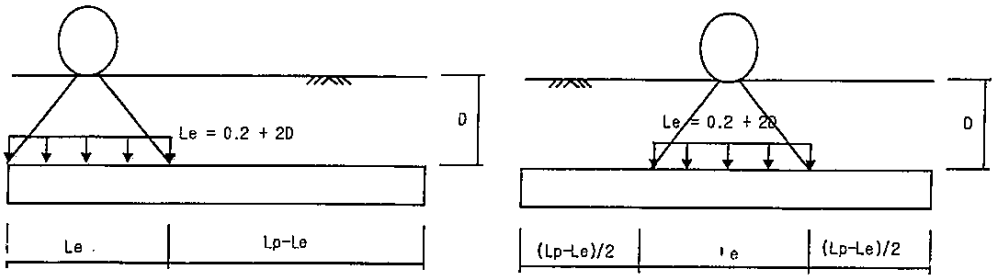
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 10.000 x 4.900 / 2 - 10.000 x 0. = 21.500 kN/m

Md = 10.000 x 4.900² / 8 = 30.012 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 4.900 x 0.300) / (2 x 4.900)

= 76.408 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 4.900/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 99.840 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 21.500 + 2.15 x 76.408

= 192.228 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 30.012 + 2.15 x 99.840

= 253.672 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	400.0	300.0	100.0	253.7	192.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01117

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2698.515 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.143]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.01032

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (300.00 - a/2) = 287.458 kN.m

≥ Mu (= 253.672 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.133]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 192.228 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 2698.5 ㎟

필요 철근량 : 2698.5 x 0.248 = 670.5 ㎟ < 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 400 = 800.0 ㎟ < 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)] = 129.852 x 1000000 / [3096.800 x (300.000 - 94.411/3)]

= 156.151 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x3096.800)]

= 94.411 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

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

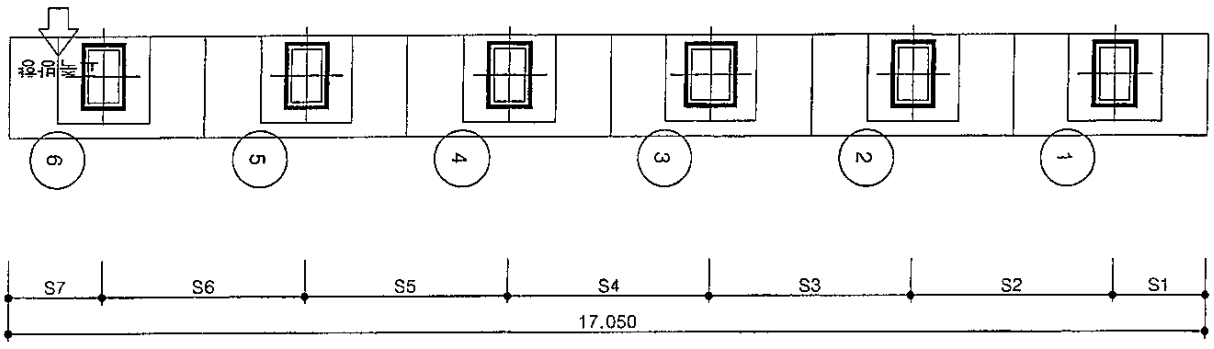
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.15) - 2.5 x 89.00 = 281.82 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 156.15) = 403.46 mm

Sa는 작은 값인 281.82 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 281.82 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 45.100 = 425.500 mm

② 실제 연단거리

구 분	필요 연단	받침 규격		연단거리	비 고
		교축방향	직각방향		
1	425.500	730.000	430.000	483.983	O.K
2	425.500	730.000	430.000	483.983	O.K
3	425.500	700.000	550.000	499.979	O.K
4	425.500	730.000	430.000	484.983	O.K
5	425.500	730.000	430.000	484.983	O.K
6	425.500	730.000	430.000	485.983	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \Theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 45.100 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

= 275.317 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1400 − 50 − 50 = 1300 mm ≥ 275 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 교	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1581.212	O.K	310.586	284.582	O.K
SHOE 2	2000.000	1594.319	O.K	310.586	284.991	O.K
SHOE 3	2000.000	1557.812	O.K	310.586	280.990	O.K
SHOE 4	2000.000	1542.058	O.K	310.586	279.776	O.K
SHOE 5	2000.000	1618.970	O.K	310.586	282.861	O.K
SHOE 6	2000.000	1674.884	O.K	310.586	283.799	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	1581.212	213.971	213.971	1279.000	1863.800	
2	1594.319	214.279	214.279	1279.000	1934.000	
3	1557.812	211.271	241.188	1400.000	1920.000	
4	1542.058	210.358	210.358	1280.000	1935.000	
5	1618.970	212.678	212.678	1280.000	1935.000	
6	1674.884	213.383	213.383	1281.000	1891.200	

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	2928.843	4369.200	O.K	3534.757	3972.000	O.K
2	2943.349	4369.200	O.K	3554.286	3972.000	O.K
3	2935.737	4369.200	O.K	3685.000	3972.000	O.K
4	2868.855	4369.200	O.K	3458.465	3972.000	O.K
5	2957.459	4369.200	O.K	3576.477	3972.000	O.K
6	3016.744	4369.200	O.K	3655.732	3972.000	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1426.474	8341.200	O.K	1426.474	8341.200	O.K
2	1428.527	8341.200	O.K	1428.527	8341.200	O.K
3	1408.470	8341.200	O.K	1607.917	8341.200	O.K
4	1402.388	8341.200	O.K	1402.388	8341.200	O.K
5	1417.850	8341.200	O.K	1417.850	8341.200	O.K
6	1422.554	8341.200	O.K	1422.554	8341.200	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1594.319 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

δ = α x ΔT x L

= 0.000010 x 25.0 x 45.1

= 0.011275 m

Ph = kh x δ : kh 탄성받침의 전단탄성계수, δ 상부구조의 신축량

= 2875.800 x 0.011275

= 32.425 kN/m

Hx1 = 32.425 / 1.15 = 28.195 kN

Hx2 = 284.991 / 1.33 = 214.279 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 214.279 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 284.991 / 1.33 = 214.279 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 214.279 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 730.000 mm b1y = 430.000 mm

b2x = 849.000 mm b2y = 1440.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1698.000 mm < 5 x b1x = 3650.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2880.000 mm > 5 x b1y = 2150.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 730.000/1698.000) x 1594.319 x 10^3 /150.000

= 1514.822 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 430.000/2150.000) x 1594.319 x 10^3 /150.000

= 2125.759 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 214.279 x 10^3 / 150.000

= 1428.527 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 214.279 x 10^3 / 150.000

= 1428.527 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 730.000 + 1440.000 = 2170.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 849.000 mm가 Bxo/2 = 1085.000 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 849.000 + (730.000+1440.000)/2 = 1934.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 430.000 + 849.000 = 1279.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2125.759 + 1428.527 = 3554.286 mm^2

Bxo = 1934.000 mm 범위내에서 D16 - 20 EA

As = 198.600 x 20 = 3972.000 mm^2 ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1514.822 + 1428.527 = 2943.349 mm^2

Byo = 1279.000 mm 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 mm^2 ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 214.279 x 10^3 / 150.000 = 1428.527 mm^2

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 mm^2 ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 214.279 x 10^3 / 150.000 = 1428.527 mm^2

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 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	10.400

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

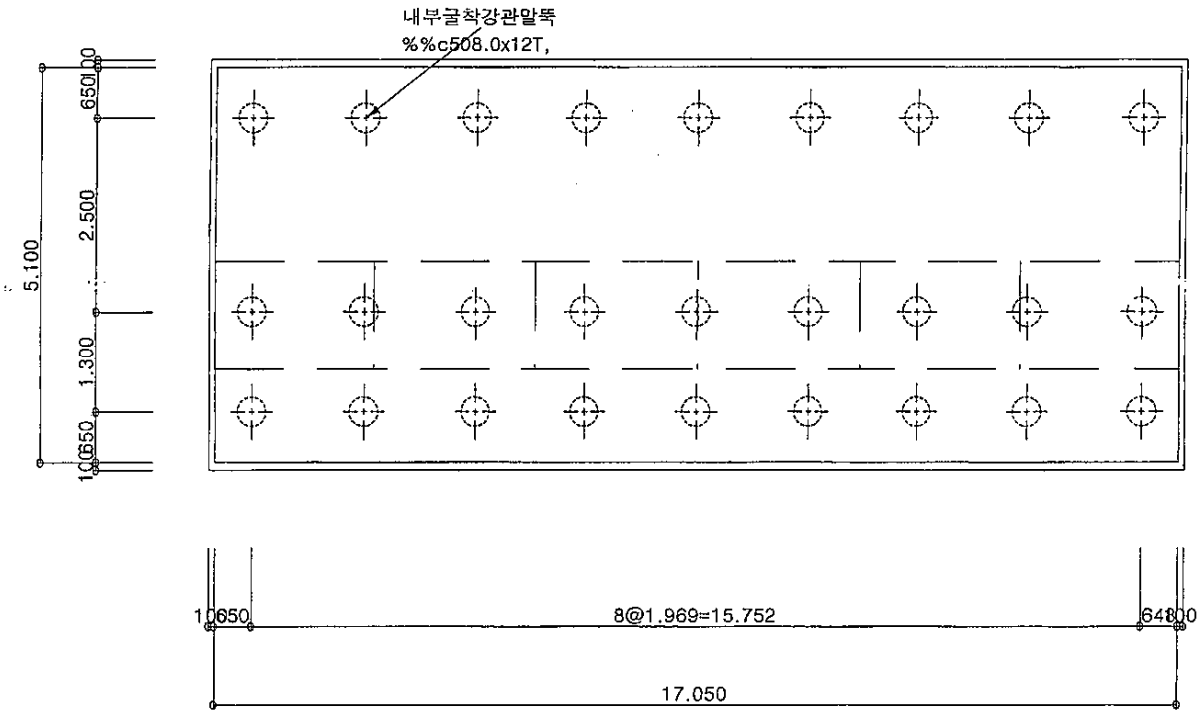
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

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	10609.874	2888.594	-880.620	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	10268.874	2545.633	-1560.869	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	10268.874	3740.241	5524.654	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	20179.135	3083.134	2946.154	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	17615.190	2740.174	1602.982	하중+토압+온도하중(1+3+5+8
	COMBO 6	17615.190	5097.848	14356.380	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	14697.719	4910.610	29.395	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	13964.569	4327.576	-851.839	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	10268.874	3740.241	5524.654	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	29027.262	5163.512	5573.234	활하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 5	23514.780	4580.479	3245.040	하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9
	COMBO 6	17615.190	5097.848	14356.380	+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 = 0.566

Kv = a x Ap x Ep / L = 173253.710 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 10.4000 = 4.430 ≥ 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 10.4000 = 5.364 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산 출 식	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	810520.9	1438442.5
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-951360.1	-1394538.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4677850.2	4677850.2
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	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	13865598.0	14336202.2
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	0.0037950	0.0022681	0.0001969	COMBO 1	0.0065920	0.0031420	0.0004544
COMBO 2	0.0032721	0.0021952	0.0001119	COMBO 2	0.0057285	0.0029853	0.0003316
COMBO 3	0.0032834	0.0021952	0.0007048	COMBO 3	0.0032834	0.0021952	0.0007048
COMBO 4	0.0044083	0.0043138	0.0005149	COMBO 4	0.0074417	0.0062053	0.0009125
COMBO 5	0.0038245	0.0037657	0.0003780	COMBO 5	0.0064450	0.0050268	0.0006762
COMBO 6	0.0049850	0.0037657	0.0014863	COMBO 6	0.0049850	0.0037657	0.0014863

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 4.985 ㎜ ≤ 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	0.0037950	0.0026028	0.0001969	450.943	106.985	-117.433
	2	0.0037950	0.0023469	0.0001969	406.602	106.985	-117.433
	3	0.0037950	0.0018547	0.0001969	321.330	106.985	-117.433
COMBO 2	1	0.0032721	0.0023855	0.0001119	413.298	94.283	-106.036
	2	0.0032721	0.0022400	0.0001119	388.086	94.283	-106.036
	3	0.0032721	0.0019601	0.0001119	339.602	94.283	-106.036
COMBO 3	1	0.0032834	0.0033933	0.0007048	587.902	138.527	-99.010
	2	0.0032834	0.0024771	0.0007048	429.169	138.527	-99.010
	3	0.0032834	0.0007152	0.0007048	123.915	138.527	-99.010
COMBO 4	1	0.0044083	0.0051892	0.0005149	899.043	114.190	-112.735
	2	0.0044083	0.0045197	0.0005149	783.062	114.190	-112.735
	3	0.0044083	0.0032324	0.0005149	560.021	114.190	-112.735
COMBO 5	1	0.0038245	0.0044083	0.0003780	763.752	101.488	-103.489
	2	0.0038245	0.0039169	0.0003780	678.612	101.488	-103.489
	3	0.0038245	0.0029718	0.0003780	514.880	101.488	-103.489
COMBO 6	1	0.0049850	0.0062924	0.0014863	1090.180	188.809	-108.622
	2	0.0049850	0.0043602	0.0014863	755.418	188.809	-108.622
	3	0.0049850	0.0006444	0.0014863	111.645	188.809	-108.622

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0065920	0.0039145	0.0004544	678.199	181.874	-194.684
	2	0.0065920	0.0033237	0.0004544	575.852	181.874	-194.684
	3	0.0065920	0.0021877	0.0004544	379.029	181.874	-194.684
COMBO 2	1	0.0057285	0.0035490	0.0003316	614.877	160.281	-174.417
	2	0.0057285	0.0031179	0.0003316	540.188	160.281	-174.417
	3	0.0057285	0.0022889	0.0003316	396.554	160.281	-174.417
COMBO 3	1	0.0032834	0.0033933	0.0007048	587.902	138.527	-99.010
	2	0.0032834	0.0024771	0.0007048	429.169	138.527	-99.010
	3	0.0032834	0.0007152	0.0007048	123.915	138.527	-99.010
COMBO 4	1	0.0074417	0.0077566	0.0009125	1343.857	191.241	-186.731
	2	0.0074417	0.0065703	0.0009125	1138.325	191.241	-186.731
	3	0.0074417	0.0042889	0.0009125	743.070	191.241	-186.731
COMBO 5	1	0.0064450	0.0061765	0.0006762	1070.094	169.647	-171.158
	2	0.0064450	0.0052973	0.0006762	917.783	169.647	-171.158
	3	0.0064450	0.0036067	0.0006762	624.876	169.647	-171.158
COMBO 6	1	0.0049850	0.0062924	0.0014863	1090.180	188.809	-108.622
	2	0.0049850	0.0043602	0.0014863	755.418	188.809	-108.622
	3	0.0049850	0.0006444	0.0014863	111.645	188.809	-108.622

▣ 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	1.700	0	450.943	106.985	-117.433	9
	2	0.400	0	406.602	106.985	-117.433	9
	3	-2.100	0	321.330	106.985	-117.433	9
	계			10609.874	2888.594	-880.620	27
COMBO 2	1	1.700	0	413.298	94.283	-106.036	9
	2	0.400	0	388.086	94.283	-106.036	9
	3	-2.100	0	339.602	94.283	-106.036	9
	계			10268.874	2545.633	-1560.869	27
COMBO 3	1	1.700	0	587.902	138.527	-99.010	9
	2	0.400	0	429.169	138.527	-99.010	9
	3	-2.100	0	123.915	138.527	-99.010	9
	계			10268.874	3740.241	5524.654	27
COMBO 4	1	1.700	0	899.043	114.190	-112.735	9
	2	0.400	0	783.062	114.190	-112.735	9
	3	-2.100	0	560.021	114.190	-112.735	9
	계			20179.135	3083.134	2946.154	27
COMBO 5	1	1.700	0	763.752	101.488	-103.489	9
	2	0.400	0	678.612	101.488	-103.489	9
	3	-2.100	0	514.880	101.488	-103.489	9
	계			17615.190	2740.174	1602.982	27
COMBO 6	1	1.700	0	1090.180	188.809	-108.622	9
	2	0.400	0	755.418	188.809	-108.622	9
	3	-2.100	0	111.645	188.809	-108.622	9
	계			17615.190	5097.848	14356.380	27

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	분 수
COMBO 1	1	1.700	0	678.199	181.874	-194.684	9
	2	0.400	0	575.852	181.874	-194.684	9
	3	-2.100	0	379.029	181.874	-194.684	9
	계			14697.719	4910.610	29.395	27
COMBO 2	1	1.700	0	614.877	160.281	-174.417	9
	2	0.400	0	540.188	160.281	-174.417	9
	3	-2.100	0	396.554	160.281	-174.417	9
	계			13964.569	4327.576	-851.839	27
COMBO 3	1	1.700	0	587.902	138.527	-99.010	9
	2	0.400	0	429.169	138.527	-99.010	9
	3	-2.100	0	123.915	138.527	-99.010	9
	계			10268.874	3740.241	5524.654	27
COMBO 4	1	1.700	0	1343.857	191.241	-186.731	9
	2	0.400	0	1138.325	191.241	-186.731	9
	3	-2.100	0	743.070	191.241	-186.731	9
	계			29027.262	5163.512	5573.234	27
COMBO 5	1	1.700	0	1070.094	169.647	-171.158	9
	2	0.400	0	917.783	169.647	-171.158	9
	3	-2.100	0	624.876	169.647	-171.158	9
	계			23514.780	4580.479	3245.040	27
COMBO 6	1	1.700	0	1090.180	188.809	-108.622	9
	2	0.400	0	755.418	188.809	-108.622	9
	3	-2.100	0	111.645	188.809	-108.622	9
	계			17615.190	5097.848	14356.380	27

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+은도하중(1+3+5+7)

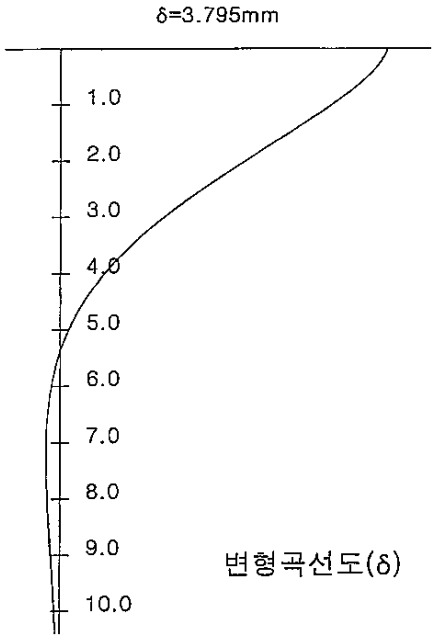
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

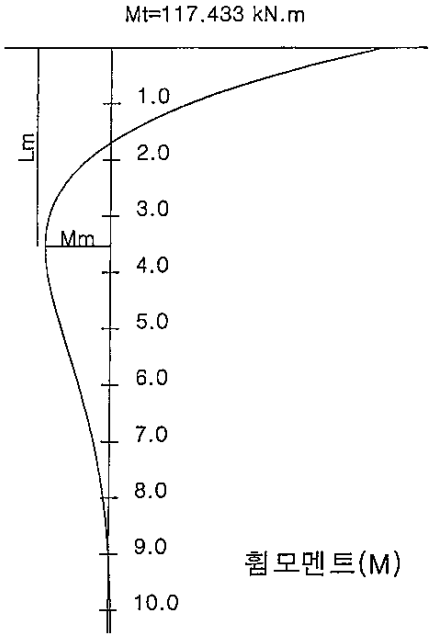
- 최대모멘트 및 깊이 : -27.909 kN.m, 3.535 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.795 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.795 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	117.433	-106.985	3.795	
0.693	54.650	-74.676	3.424	
1.387	12.775	-47.082	2.774	
2.080	-12.080	-25.683	2.054	
2.773	-24.279	-10.494	1.388	
3.467	-27.885	-0.718	0.839	
4.160	-26.261	4.791	0.426	
4.853	-21.952	7.220	0.142	
5.547	-16.714	7.629	-0.034	
6.240	-11.643	6.864	-0.127	
6.933	-7.321	5.549	-0.162	
7.627	-3.977	4.101	-0.160	
8.320	-1.608	2.765	-0.139	
9.013	-0.087	1.667	-0.109	
9.707	0.767	0.842	-0.078	
10.400	1.140	0.276	-0.051	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

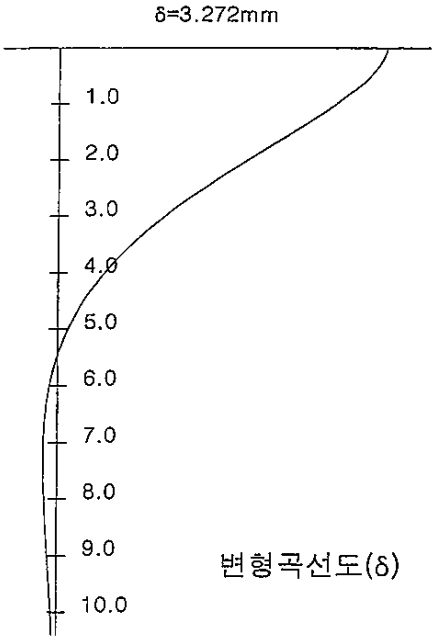
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

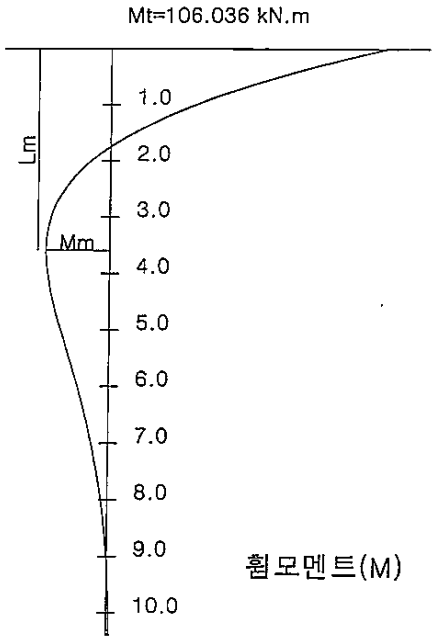
- 최대모멘트 및 깊이 : -24.008 kN.m, 3.589 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.272 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.272 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(KN.m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	106.036	-94.283	3.272	
0.693	50.526	-66.279	2.982	
1.387	13.215	-42.161	2.434	
2.080	-9.169	-23.326	1.814	
2.773	-20.377	-9.864	1.235	
3.467	-23.940	-1.126	0.754	
4.160	-22.806	3.861	0.390	
4.853	-19.216	6.122	0.137	
5.547	-14.732	6.579	-0.020	
6.240	-10.335	5.979	-0.105	
6.933	-6.558	4.869	-0.138	
7.627	-3.614	3.623	-0.139	
8.320	-1.514	2.462	-0.121	
9.013	-0.154	1.499	-0.095	
9.707	0.619	0.771	-0.069	
10.400	0.967	0.268	-0.045	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

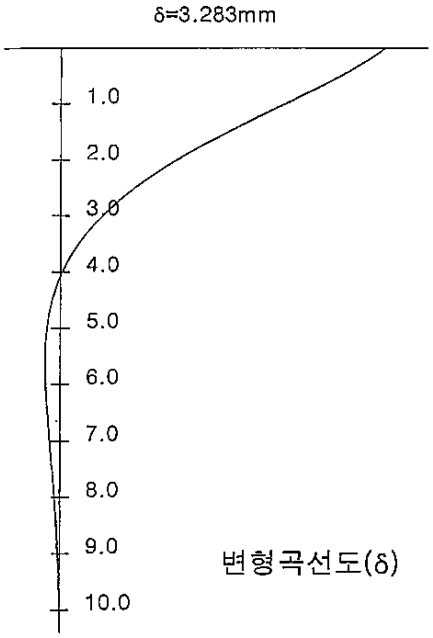
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

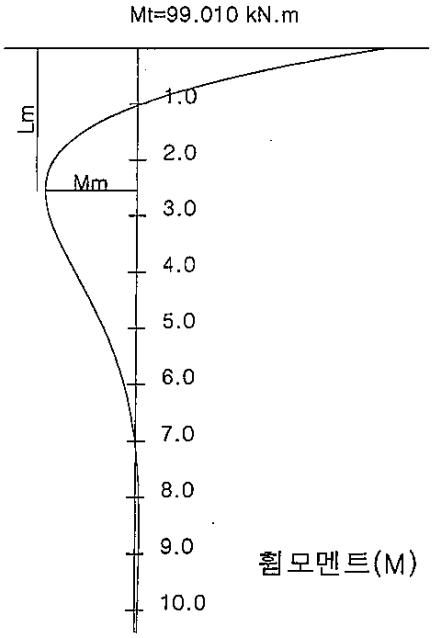
- 최대모멘트 및 깊이 : -37.323 kN.m, 2.547 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.283 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.283 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	99.010	-138.527	3.283	
0.693	23.352	-81.843	2.620	
1.387	-17.831	-39.480	1.827	
2.080	-34.784	-11.698	1.113	
2.773	-36.855	3.982	0.564	
3.467	-31.276	10.940	0.195	
4.160	-22.954	12.386	-0.021	
4.853	-14.778	10.878	-0.122	
5.547	-8.135	8.195	-0.150	
6.240	-3.432	5.417	-0.137	
6.933	-0.517	3.089	-0.106	
7.627	1.001	1.398	-0.072	
8.320	1.564	0.321	-0.042	
9.013	1.560	-0.263	-0.020	
9.707	1.279	-0.502	-0.006	
10.400	0.913	-0.529	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

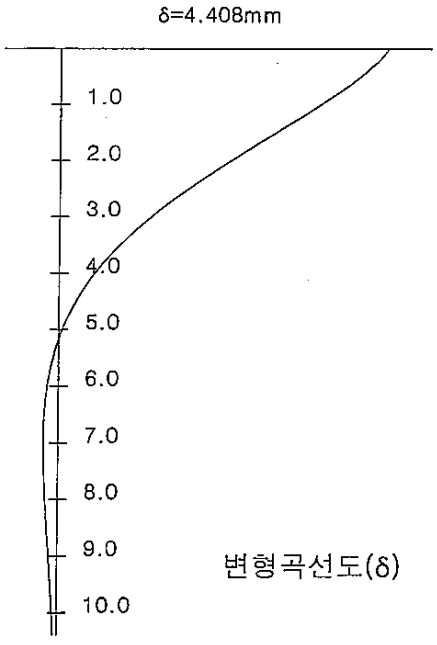
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

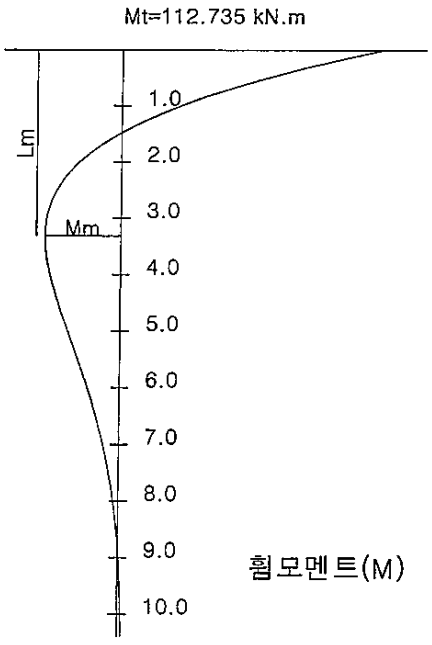
- 최대모멘트 및 깊이 : -33.027 kN.m, 3.318 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.408 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.408 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	112.735	-114.190	4.408	
0.693	46.623	-77.378	3.832	
1.387	3.946	-46.939	3.015	
2.080	-20.206	-23.982	2.171	
2.773	-30.962	-8.152	1.422	
3.467	-32.900	1.676	0.822	
4.160	-29.701	6.902	0.383	
4.853	-24.072	8.901	0.090	
5.547	-17.829	8.853	-0.084	
6.240	-12.055	7.676	-0.169	
6.933	-7.292	6.028	-0.195	
7.627	-3.706	4.332	-0.183	
8.320	-1.239	2.830	-0.153	
9.013	0.289	1.631	-0.117	
9.707	1.098	0.755	-0.081	
10.400	1.403	0.171	-0.051	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

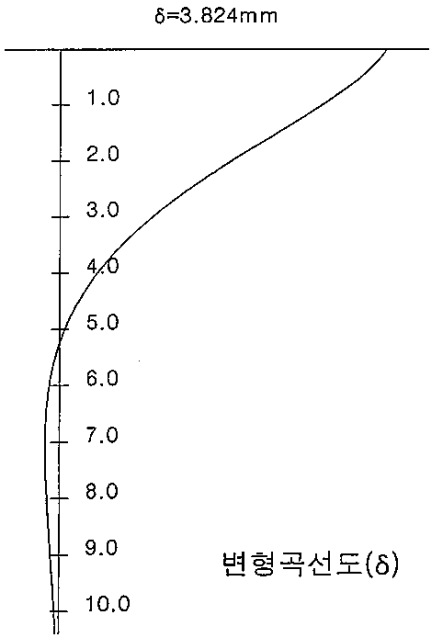
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

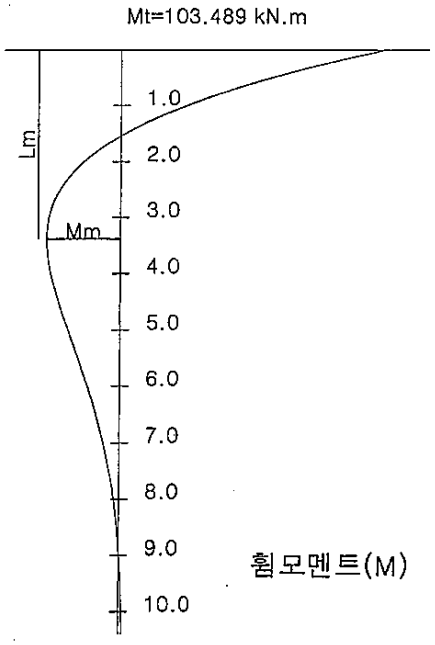
- 최대모멘트 및 깊이 : -28.457 kN.m, 3.381 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.824 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.824 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	103.489	-101.488	3.824	
0.693	44.496	-69.379	3.359	
1.387	6.039	-42.583	2.666	
2.080	-16.048	-22.211	1.935	
2.773	-26.199	-8.042	1.279	
3.467	-28.420	0.851	0.750	
4.160	-25.960	5.667	0.359	
4.853	-21.227	7.599	0.096	
5.547	-15.848	7.682	-0.062	
6.240	-10.811	6.731	-0.142	
6.933	-6.617	5.330	-0.167	
7.627	-3.435	3.862	-0.160	
8.320	-1.226	2.547	-0.135	
9.013	0.157	1.488	-0.104	
9.707	0.903	0.708	-0.073	
10.400	1.198	0.184	-0.046	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6+8+11)

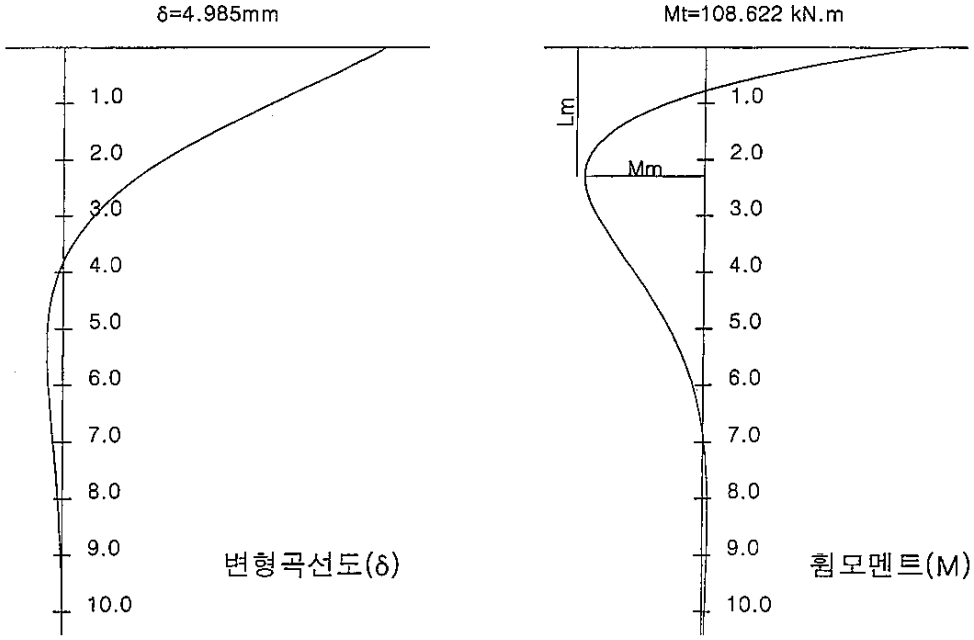
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -60.438 kN.m, 2.297 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.985 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.985 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	108.622	-188.809	4.985	
0.693	8.137	-104.903	3.781	
1.387	-42.467	-45.101	2.515	
2.080	-59.623	-7.784	1.447	
2.773	-57.350	11.860	0.665	
3.467	-45.981	19.347	0.164	
4.160	-32.196	19.549	-0.111	
4.853	-19.695	16.151	-0.225	
5.547	-10.059	11.600	-0.241	
6.240	-3.546	7.300	-0.205	
6.933	0.274	3.891	-0.151	
7.627	2.093	1.527	-0.098	
8.320	2.608	0.098	-0.054	
9.013	2.394	-0.618	-0.023	
9.707	1.861	-0.858	-0.004	
10.400	1.267	-0.822	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

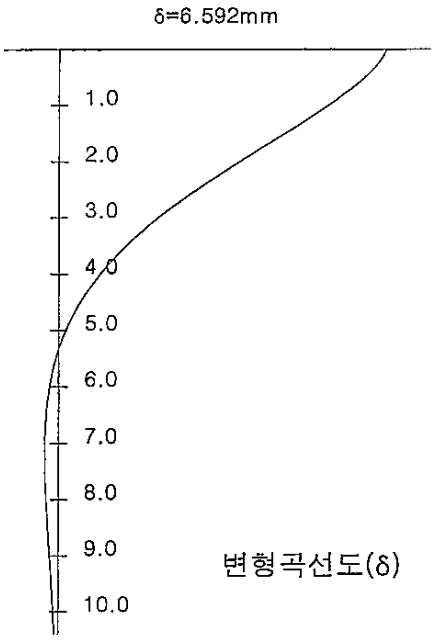
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

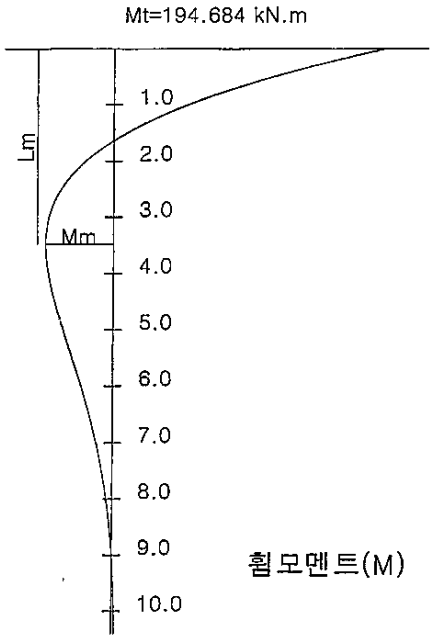
- 최대모멘트 및 깊이 : -48.638 kN.m, 3.481 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.592 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.592 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	194.684	-181.874	6.592	
0.693	88.306	-126.035	5.891	
1.387	17.912	-78.737	4.737	
2.080	-23.408	-42.313	3.483	
2.773	-43.258	-16.642	2.336	
3.467	-48.636	-0.261	1.398	
4.160	-45.300	8.847	0.696	
4.853	-37.570	12.744	0.217	
5.547	-28.410	13.248	-0.076	
6.240	-19.647	11.807	-0.229	
6.933	-12.241	9.475	-0.284	
7.627	-6.549	6.953	-0.277	
8.320	-2.546	4.654	-0.238	
9.013	0.002	2.775	-0.185	
9.707	1.413	1.375	-0.132	
10.400	2.012	0.420	-0.085	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

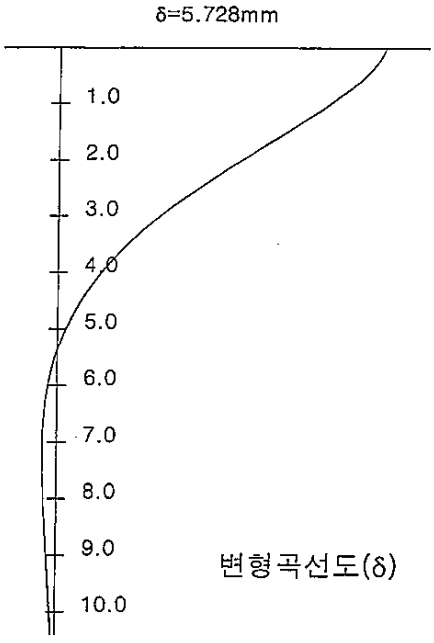
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

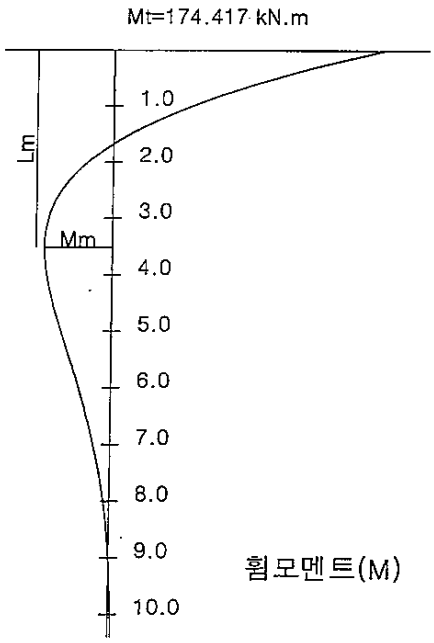
- 최대모멘트 및 깊이 : -42.172 kN.m, 3.517 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.728 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.728 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	174.417	-160.281	5.728	
0.693	80.466	-111.596	5.151	
1.387	17.974	-70.137	4.163	
2.080	-18.977	-38.064	3.075	
2.773	-36.982	-15.355	2.073	
3.467	-42.153	-0.781	1.248	
4.160	-39.544	7.393	0.630	
4.853	-32.964	10.961	0.205	
5.547	-25.039	11.514	-0.057	
6.240	-17.398	10.326	-0.194	
6.933	-10.906	8.327	-0.245	
7.627	-5.894	6.138	-0.242	
8.320	-2.352	4.129	-0.208	
9.013	-0.084	2.479	-0.163	
9.707	1.183	1.244	-0.116	
10.400	1.731	0.398	-0.076	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉢ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

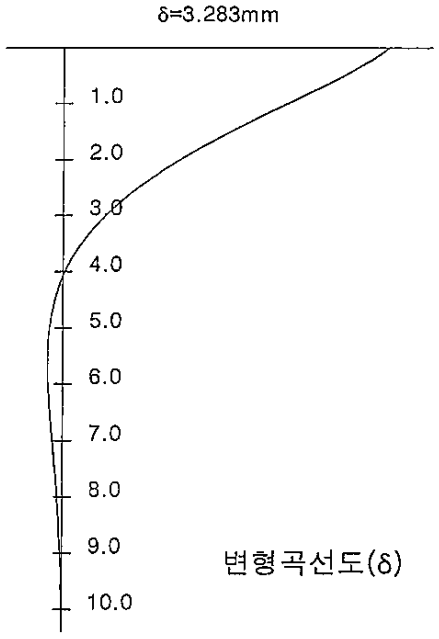
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

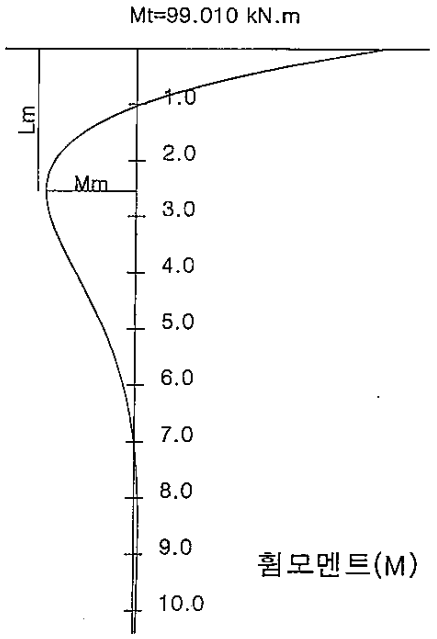
- 최대모멘트 및 깊이 : -37.323 kN.m, 2.547 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.283 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.283 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	99.010	-138.527	3.283	
0.693	23.352	-81.843	2.620	
1.387	-17.831	-39.480	1.827	
2.080	-34.784	-11.698	1.113	
2.773	-36.855	3.982	0.564	
3.467	-31.276	10.940	0.195	
4.160	-22.954	12.386	-0.021	
4.853	-14.778	10.878	-0.122	
5.547	-8.135	8.195	-0.150	
6.240	-3.432	5.417	-0.137	
6.933	-0.517	3.089	-0.106	
7.627	1.001	1.398	-0.072	
8.320	1.564	0.321	-0.042	
9.013	1.560	-0.263	-0.020	
9.707	1.279	-0.502	-0.006	
10.400	0.913	-0.529	0.002	

㉣ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

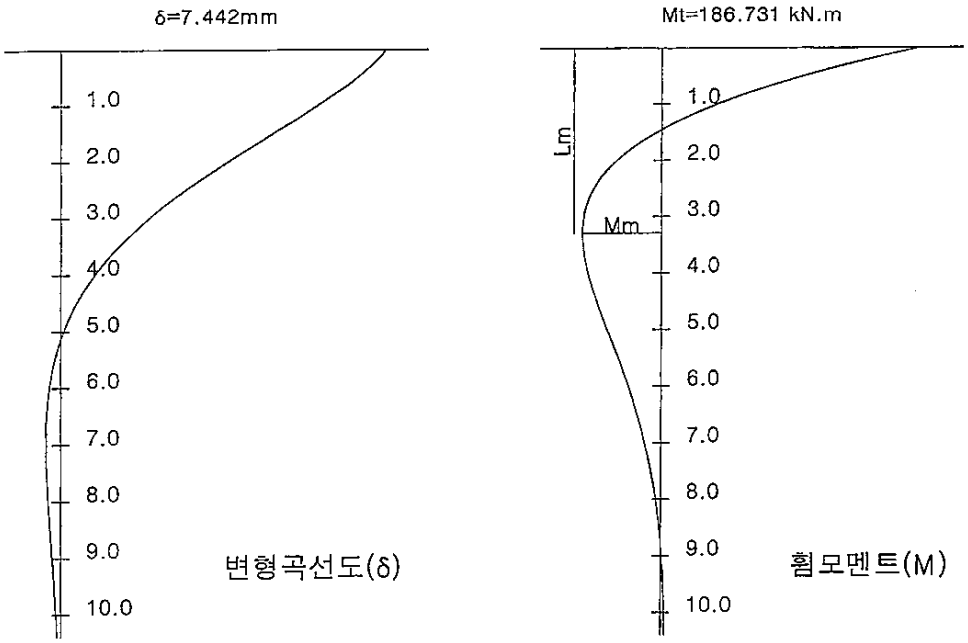
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -55.895 kN.m, 3.296 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.442 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.442 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	186.731	-191.241	7.442	
0.693	76.156	-129.207	6.447	
1.387	5.015	-78.067	5.059	
2.080	-35.044	-39.601	3.633	
2.773	-52.684	-13.151	2.371	
3.467	-55.615	3.209	1.365	
4.160	-50.017	11.854	0.630	
4.853	-40.421	15.104	0.141	
5.547	-29.857	14.943	-0.148	
6.240	-20.128	12.914	-0.289	
6.933	-12.126	10.113	-0.330	
7.627	-6.118	7.248	-0.309	
8.320	-1.996	4.720	-0.258	
9.013	0.547	2.707	-0.196	
9.707	1.884	1.240	-0.136	
10.400	2.381	0.266	-0.085	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

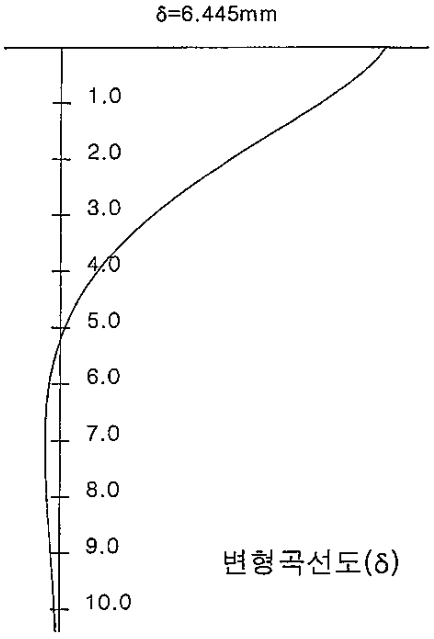
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

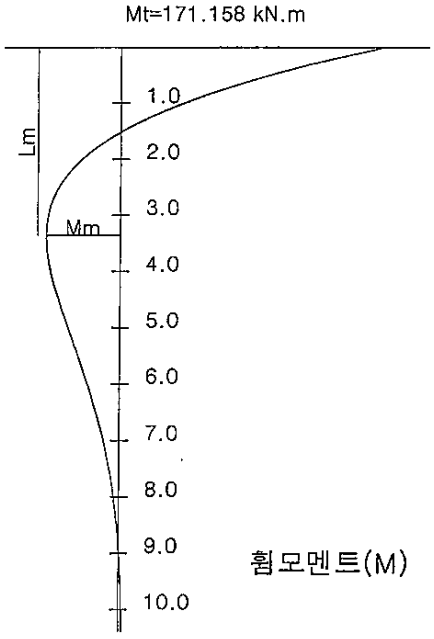
- 최대모멘트 및 깊이 : -48.060 kN.m, 3.360 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.445 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.445 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	171.158	-169.647	6.445	
0.693	72.675	-115.635	5.641	
1.387	8.685	-70.700	4.464	
2.080	-27.890	-36.629	3.232	
2.773	-44.529	-12.999	2.130	
3.467	-47.964	1.779	1.243	
4.160	-43.639	9.734	0.590	
4.853	-35.576	12.876	0.152	
5.547	-26.491	12.945	-0.111	
6.240	-18.018	11.303	-0.242	
6.933	-10.985	8.925	-0.283	
7.627	-5.663	6.449	-0.269	
8.320	-1.979	4.240	-0.226	
9.013	0.318	2.466	-0.173	
9.707	1.550	1.163	-0.121	
10.400	2.030	0.290	-0.077	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6+9+12)

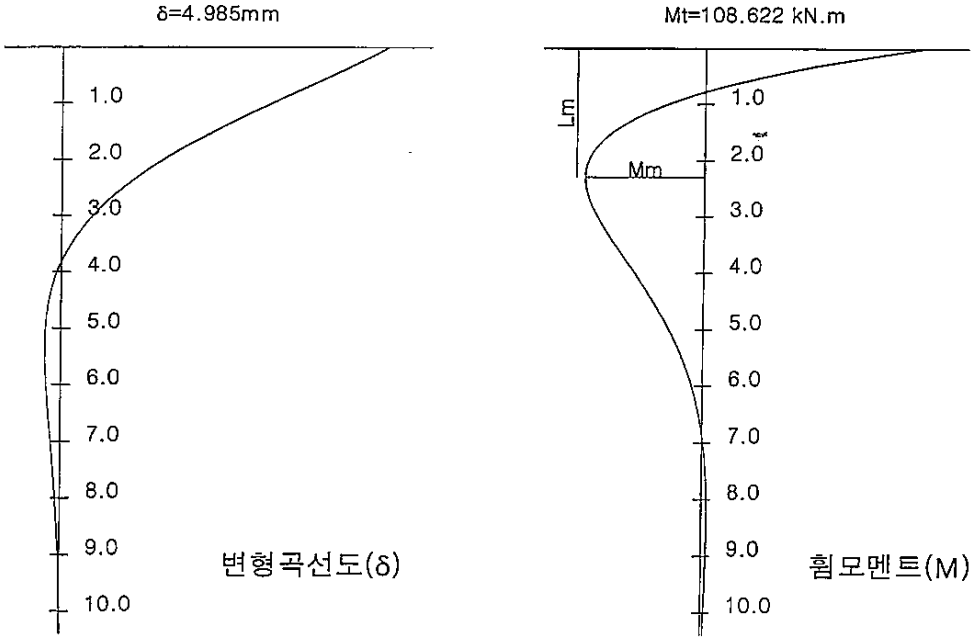
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -60.438 kN.m, 2.297 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.985 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.985 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	108.622	-188.809	4.985	
0.693	8.137	-104.903	3.781	
1.387	-42.467	-45.101	2.515	
2.080	-59.623	-7.784	1.447	
2.773	-57.350	11.860	0.665	
3.467	-45.981	19.347	0.164	
4.160	-32.196	19.549	-0.111	
4.853	-19.695	16.151	-0.225	
5.547	-10.059	11.600	-0.241	
6.240	-3.546	7.300	-0.205	
6.933	0.274	3.891	-0.151	
7.627	2.093	1.527	-0.098	
8.320	2.608	0.098	-0.054	
9.013	2.394	-0.618	-0.023	
9.707	1.861	-0.858	-0.004	
10.400	1.267	-0.822	0.006	

㉢ 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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	405260.5	719221.2
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	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4677850.2	4677850.2
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	11632254.1	11632254.1
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	0.0071277	0.0022681	-0.0000757	COMBO 1	0.0121172	0.0031420	0.0000025
COMBO 2	0.0062815	0.0021952	-0.0001342	COMBO 2	0.0106785	0.0029853	-0.0000732
COMBO 3	0.0052004	0.0021952	0.0004749	COMBO 3	0.0052004	0.0021952	0.0004749
COMBO 4	0.0076078	0.0043138	0.0002533	COMBO 4	0.0127412	0.0062053	0.0004791
COMBO 5	0.0067615	0.0037657	0.0001378	COMBO 5	0.0113026	0.0050268	0.0002790
COMBO 6	0.0070880	0.0037657	0.0012342	COMBO 6	0.0070880	0.0037657	0.0012342

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.608 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

구분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0071277	0.0021394	-0.0000757	370.661	106.985	0.000
	2	0.0071277	0.0022378	-0.0000757	387.712	106.985	0.000
	3	0.0071277	0.0024271	-0.0000757	420.502	106.985	0.000
COMBO 2	1	0.0062815	0.0019671	-0.0001342	340.807	94.283	0.000
	2	0.0062815	0.0021415	-0.0001342	371.029	94.283	0.000
	3	0.0062815	0.0024770	-0.0001342	429.149	94.283	0.000
COMBO 3	1	0.0052004	0.0030026	0.0004749	520.214	138.527	0.000
	2	0.0052004	0.0023852	0.0004749	413.243	138.527	0.000
	3	0.0052004	0.0011978	0.0004749	207.529	138.527	0.000
COMBO 4	1	0.0076078	0.0047443	0.0002533	821.973	114.190	0.000
	2	0.0076078	0.0044151	0.0002533	764.928	114.190	0.000
	3	0.0076078	0.0037819	0.0002533	655.226	114.190	0.000
COMBO 5	1	0.0067615	0.0039999	0.0001378	693.002	101.488	0.000
	2	0.0067615	0.0038208	0.0001378	661.965	101.488	0.000
	3	0.0067615	0.0034763	0.0001378	602.276	101.488	0.000
COMBO 6	1	0.0070880	0.0058638	0.0012342	1015.921	188.809	0.000
	2	0.0070880	0.0042593	0.0012342	737.945	188.809	0.000
	3	0.0070880	0.0011739	0.0012342	203.377	188.809	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Pn(i)	Pn(o)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0121172	0.0031463	0.0000025	545.104	181.874	0.000
	2	0.0121172	0.0031430	0.0000025	544.535	181.874	0.000
	3	0.0121172	0.0031367	0.0000025	543.441	181.874	0.000
COMBO 2	1	0.0106785	0.0028608	-0.0000732	495.638	160.281	0.000
	2	0.0106785	0.0029560	-0.0000732	512.131	160.281	0.000
	3	0.0106785	0.0031390	-0.0000732	543.850	160.281	0.000
COMBO 3	1	0.0052004	0.0030026	0.0004749	520.214	138.527	0.000
	2	0.0052004	0.0023852	0.0004749	413.243	138.527	0.000
	3	0.0052004	0.0011978	0.0004749	207.529	138.527	0.000
COMBO 4	1	0.0127412	0.0070198	0.0004791	1216.199	191.241	0.000
	2	0.0127412	0.0063969	0.0004791	1108.287	191.241	0.000
	3	0.0127412	0.0051991	0.0004791	900.765	191.241	0.000
COMBO 5	1	0.0113026	0.0055011	0.0002790	953.083	169.647	0.000
	2	0.0113026	0.0051384	0.0002790	890.251	169.647	0.000
	3	0.0113026	0.0044410	0.0002790	769.420	169.647	0.000
COMBO 6	1	0.0070880	0.0058638	0.0012342	1015.921	188.809	0.000
	2	0.0070880	0.0042593	0.0012342	737.945	188.809	0.000
	3	0.0070880	0.0011739	0.0012342	203.377	188.809	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	1.700	0	370.661	106.985	0.000	9
	2	0.400	0	387.712	106.985	0.000	9
	3	-2.100	0	420.502	106.985	0.000	9
	계			10609.874	2888.594	0.000	27
COMBO 2	1	1.700	0	340.807	94.283	0.000	9
	2	0.400	0	371.029	94.283	0.000	9
	3	-2.100	0	429.149	94.283	0.000	9
	계			10268.874	2545.633	0.000	27
COMBO 3	1	1.700	0	520.214	138.527	0.000	9
	2	0.400	0	413.243	138.527	0.000	9
	3	-2.100	0	207.529	138.527	0.000	9
	계			10268.874	3740.241	0.000	27
COMBO 4	1	1.700	0	821.973	114.190	0.000	9
	2	0.400	0	764.928	114.190	0.000	9
	3	-2.100	0	655.226	114.190	0.000	9
	계			20179.135	3083.134	0.000	27
COMBO 5	1	1.700	0	693.002	101.488	0.000	9
	2	0.400	0	661.965	101.488	0.000	9
	3	-2.100	0	602.276	101.488	0.000	9
	계			17615.190	2740.174	0.000	27
COMBO 6	1	1.700	0	1015.921	188.809	0.000	9
	2	0.400	0	737.945	188.809	0.000	9
	3	-2.100	0	203.377	188.809	0.000	9
	계			17615.190	5097.848	0.000	27

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	분수
COMBO 1	1	1.700	0	545.104	181.874	0.000	9
	2	0.400	0	544.535	181.874	0.000	9
	3	-2.100	0	543.441	181.874	0.000	9
	계			14697.719	4910.610	0.000	27
COMBO 2	1	1.700	0	495.638	160.281	0.000	9
	2	0.400	0	512.131	160.281	0.000	9
	3	-2.100	0	543.850	160.281	0.000	9
	계			13964.569	4327.576	0.000	27
COMBO 3	1	1.700	0	520.214	138.527	0.000	9
	2	0.400	0	413.243	138.527	0.000	9
	3	-2.100	0	207.529	138.527	0.000	9
	계			10268.874	3740.241	0.000	27
COMBO 4	1	1.700	0	1216.199	191.241	0.000	9
	2	0.400	0	1108.287	191.241	0.000	9
	3	-2.100	0	900.765	191.241	0.000	9
	계			29027.262	5163.512	0.000	27
COMBO 5	1	1.700	0	953.083	169.647	0.000	9
	2	0.400	0	890.251	169.647	0.000	9
	3	-2.100	0	769.420	169.647	0.000	9
	계			23514.780	4580.479	0.000	27
COMBO 6	1	1.700	0	1015.921	188.809	0.000	9
	2	0.400	0	737.945	188.809	0.000	9
	3	-2.100	0	203.377	188.809	0.000	9
	계			17615.190	5097.848	0.000	27

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

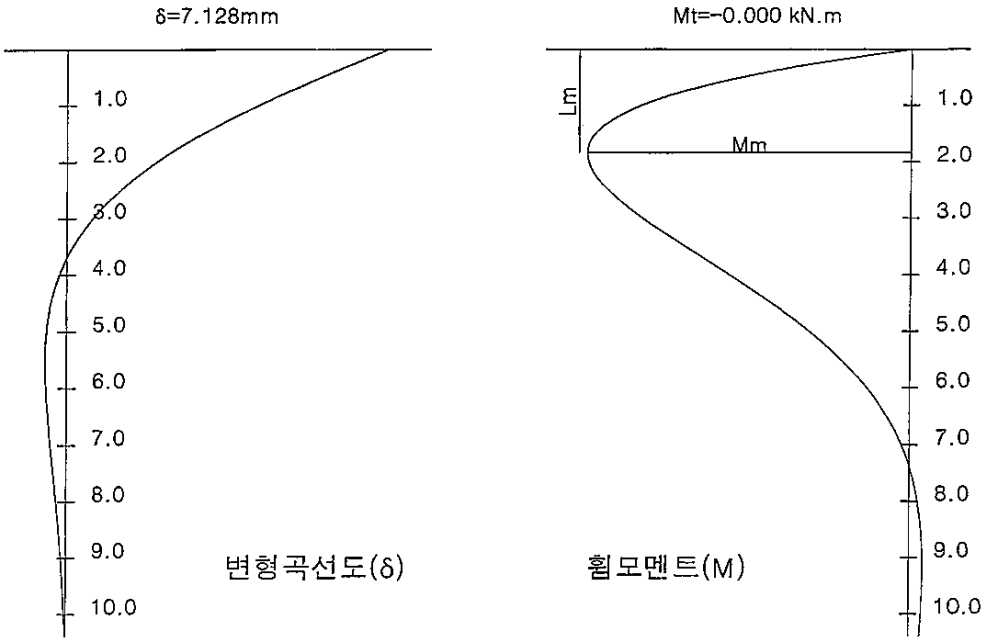
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -80.970 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.128 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.128 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-106.985	7.128	
0.693	-54.408	-53.002	5.075	
1.387	-77.483	-16.216	3.279	
2.080	-80.204	6.267	1.859	
2.773	-71.297	17.908	0.830	
3.467	-57.105	22.031	0.153	
4.160	-41.829	21.454	-0.242	
4.853	-27.935	18.349	-0.430	
5.547	-16.611	14.246	-0.478	
6.240	-8.182	10.123	-0.442	
6.933	-2.450	6.525	-0.365	
7.627	1.043	3.685	-0.275	
8.320	2.843	1.633	-0.189	
9.013	3.471	0.284	-0.117	
9.707	3.368	-0.500	-0.062	
10.400	2.873	-0.869	-0.024	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

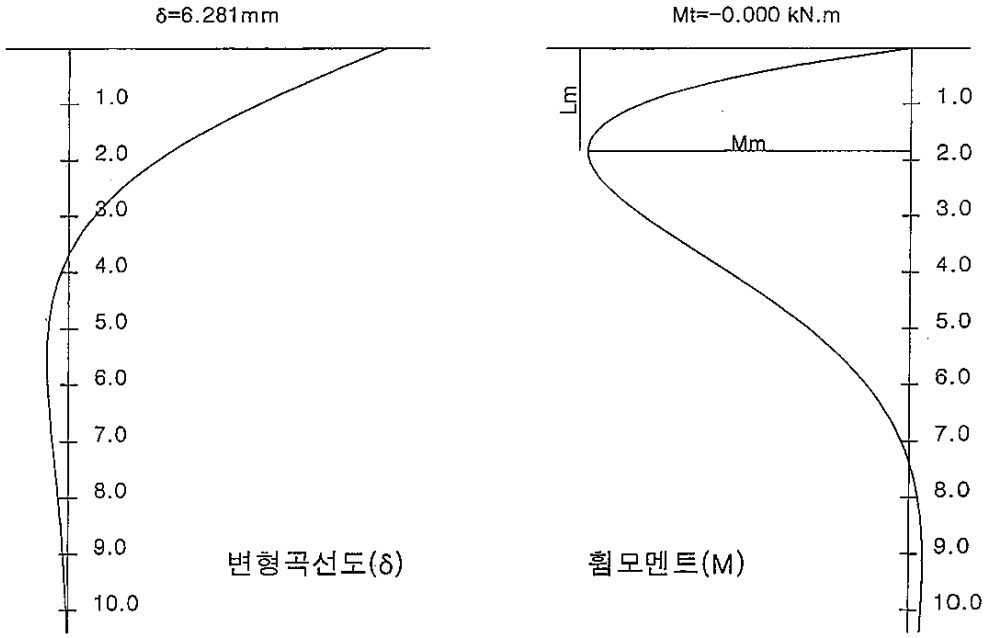
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -71.357 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.281 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.281 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비고
0.000	0.000	-94.283	6.281	
0.693	-47.948	-46.709	4.473	
1.387	-68.283	-14.290	2.890	
2.080	-70.681	5.523	1.638	
2.773	-62.832	15.782	0.732	
3.467	-50.325	19.415	0.135	
4.160	-36.862	18.907	-0.213	
4.853	-24.618	16.170	-0.379	
5.547	-14.639	12.555	-0.421	
6.240	-7.210	8.922	-0.390	
6.933	-2.159	5.751	-0.322	
7.627	0.919	3.247	-0.242	
8.320	2.505	1.439	-0.167	
9.013	3.059	0.251	-0.103	
9.707	2.968	-0.440	-0.055	
10.400	2.532	-0.766	-0.021	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

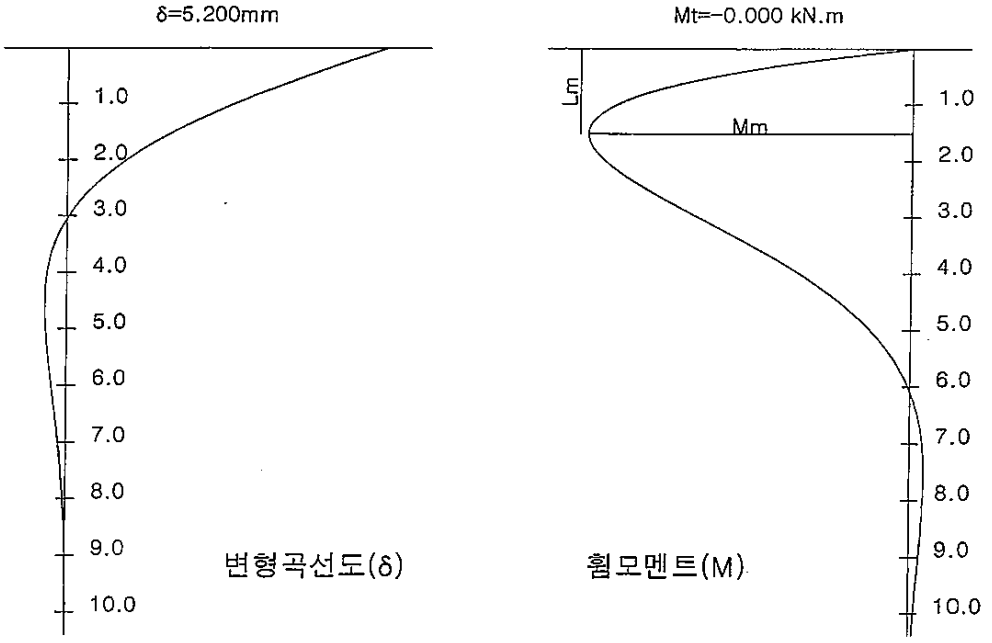
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.595 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.200 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.200 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-138.527	5.200	
0.693	-65.749	-56.844	3.407	
1.387	-86.148	-6.725	1.920	
2.080	-80.717	18.992	0.850	
2.773	-63.624	28.174	0.174	
3.467	-43.884	27.625	-0.187	
4.160	-26.380	22.416	-0.331	
4.853	-13.101	15.859	-0.342	
5.547	-4.262	9.816	-0.286	
6.240	0.823	5.104	-0.208	
6.933	3.163	1.887	-0.132	
7.627	3.742	-0.025	-0.072	
8.320	3.356	-0.955	-0.029	
9.013	2.567	-1.239	-0.003	
9.707	1.722	-1.157	0.010	
10.400	1.000	-0.909	0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉲ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

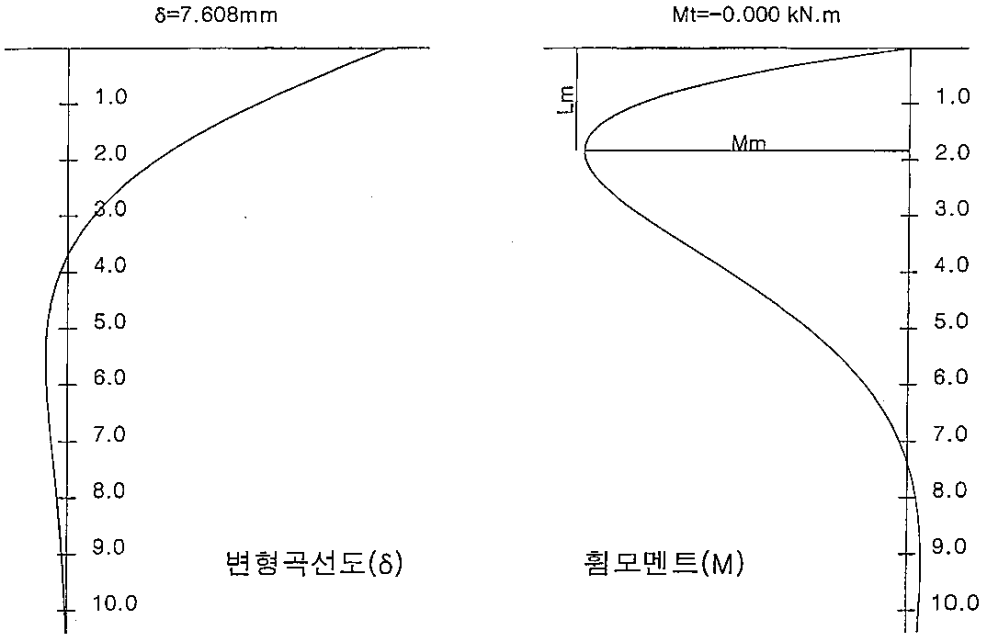
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.423 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.608 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.608 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-114.190	7.608	
0.693	-58.073	-56.571	5.417	
1.387	-82.701	-17.308	3.500	
2.080	-85.605	6.689	1.984	
2.773	-76.098	19.114	0.886	
3.467	-60.951	23.514	0.163	
4.160	-44.646	22.899	-0.259	
4.853	-29.816	19.584	-0.459	
5.547	-17.730	15.205	-0.510	
6.240	-8.733	10.805	-0.472	
6.933	-2.615	6.965	-0.390	
7.627	1.114	3.933	-0.294	
8.320	3.034	1.743	-0.202	
9.013	3.704	0.303	-0.125	
9.707	3.595	-0.533	-0.066	
10.400	3.067	-0.928	-0.025	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8+10)

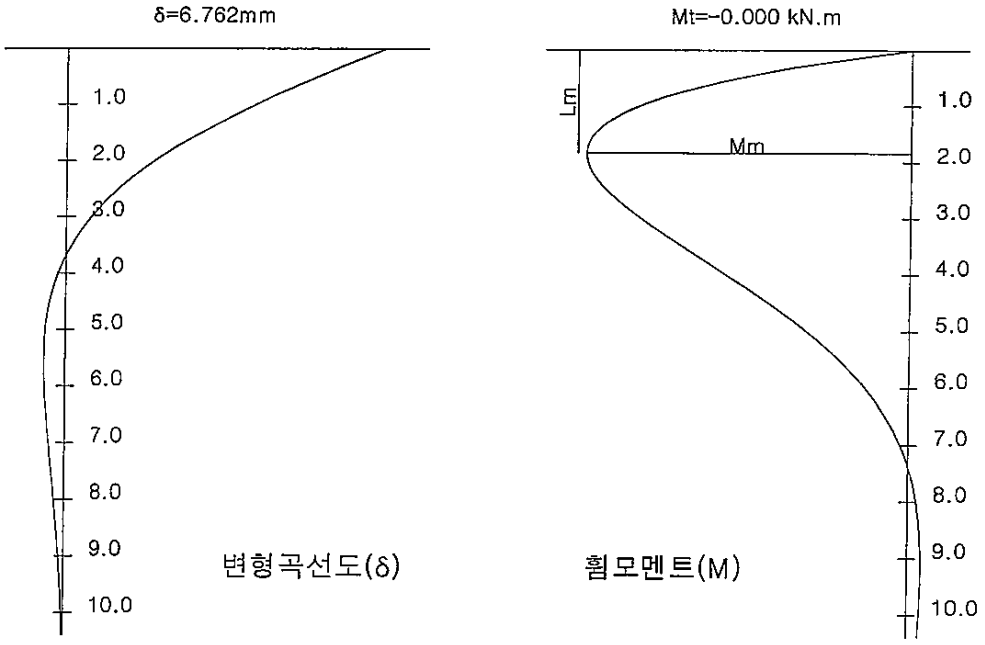
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -76.810 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.762 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.762 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-101.488	6.762	
0.693	-51.613	-50.278	4.815	
1.387	-73.501	-15.382	3.111	
2.080	-76.083	5.945	1.763	
2.773	-67.633	16.988	0.788	
3.467	-54.171	20.899	0.145	
4.160	-39.679	20.351	-0.230	
4.853	-26.500	17.406	-0.408	
5.547	-15.758	13.514	-0.453	
6.240	-7.761	9.603	-0.420	
6.933	-2.324	6.190	-0.346	
7.627	0.990	3.496	-0.261	
8.320	2.697	1.549	-0.180	
9.013	3.292	0.270	-0.111	
9.707	3.195	-0.474	-0.059	
10.400	2.726	-0.824	-0.022	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+11)

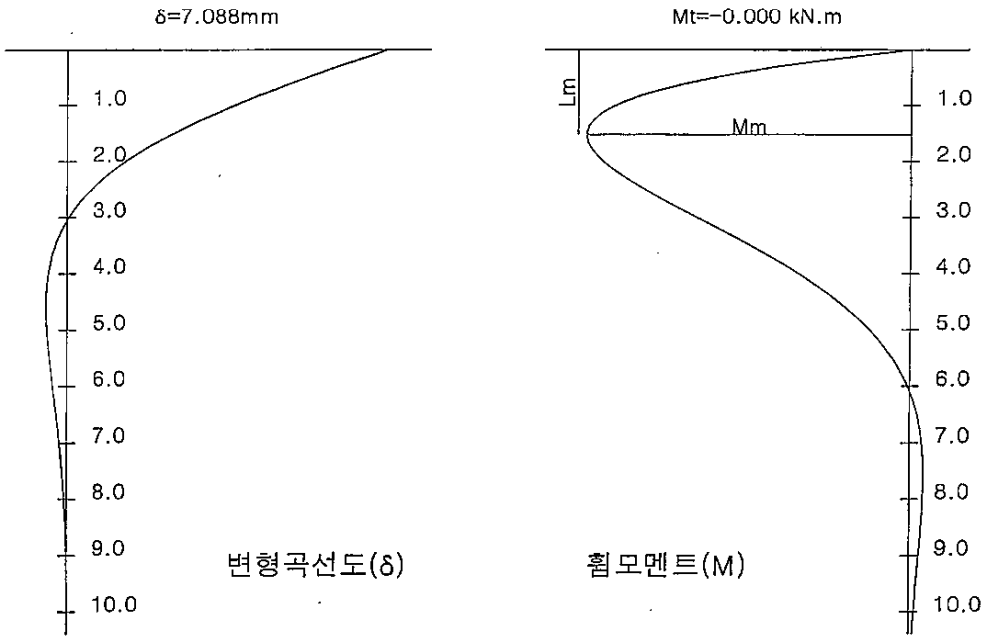
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -118.027 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.088 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.088 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.809	7.088	
0.693	-89.614	-77.477	4.644	
1.387	-117.417	-9.165	2.617	
2.080	-110.015	25.886	1.158	
2.773	-86.718	38.400	0.237	
3.467	-59.813	37.653	-0.255	
4.160	-35.956	30.553	-0.451	
4.853	-17.856	21.616	-0.466	
5.547	-5.809	13.378	-0.390	
6.240	1.122	6.957	-0.283	
6.933	4.311	2.571	-0.180	
7.627	5.100	-0.033	-0.097	
8.320	4.574	-1.301	-0.040	
9.013	3.498	-1.689	-0.004	
9.707	2.347	-1.576	0.014	
10.400	1.364	-1.239	0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

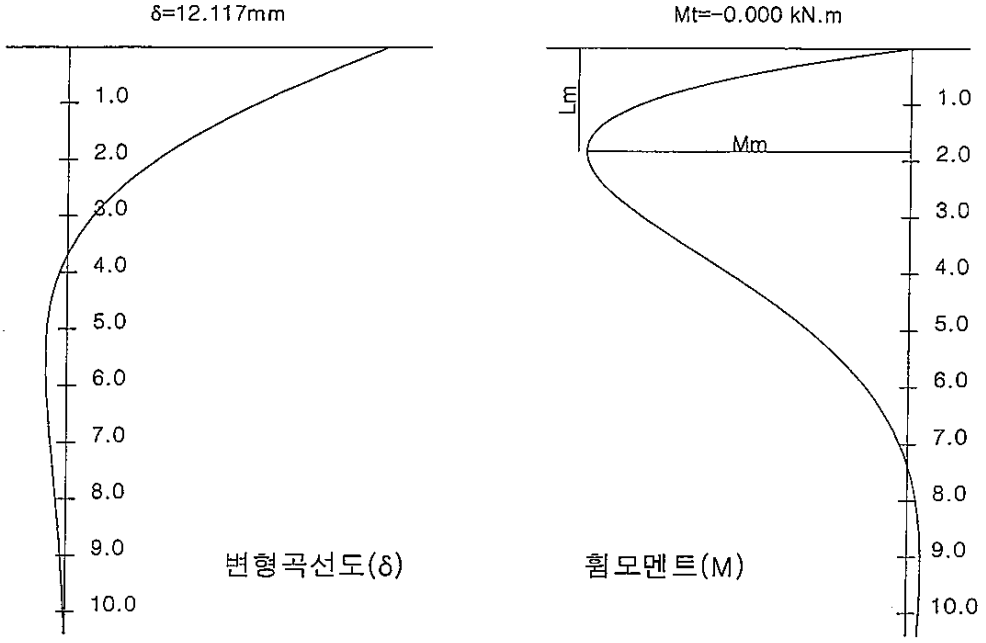
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -137.649 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.117 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.117 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-181.874	12.117	
0.693	-92.494	-90.103	8.628	
1.387	-131.720	-27.567	5.575	
2.080	-136.346	10.654	3.160	
2.773	-121.204	30.443	1.412	
3.467	-97.078	37.452	0.260	
4.160	-71.108	36.471	-0.412	
4.853	-47.489	31.193	-0.730	
5.547	-28.239	24.218	-0.812	
6.240	-13.909	17.210	-0.752	
6.933	-4.165	11.093	-0.621	
7.627	1.774	6.264	-0.468	
8.320	4.833	2.776	-0.322	
9.013	5.900	0.483	-0.200	
9.707	5.725	-0.850	-0.106	
10.400	4.885	-1.478	-0.040	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

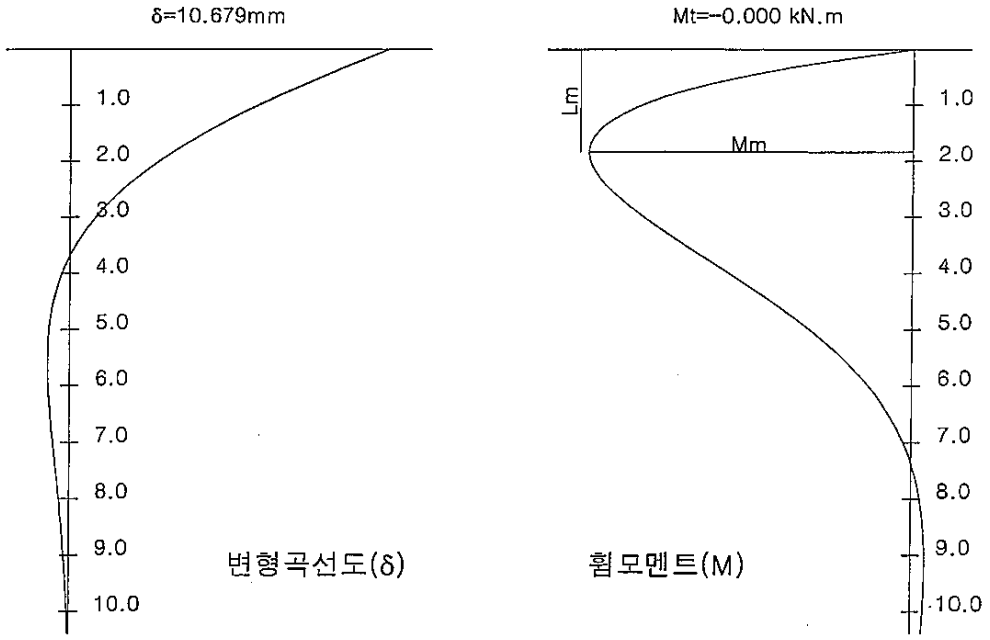
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -121.306 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.679 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.679 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-160.281	10.679	
0.693	-81.512	-79.405	7.604	
1.387	-116.081	-24.294	4.913	
2.080	-120.158	9.389	2.785	
2.773	-106.814	26.829	1.244	
3.467	-85.552	33.005	0.229	
4.160	-62.666	32.141	-0.363	
4.853	-41.851	27.489	-0.644	
5.547	-24.887	21.343	-0.716	
6.240	-12.258	15.167	-0.663	
6.933	-3.670	9.776	-0.547	
7.627	1.563	5.521	-0.412	
8.320	4.259	2.446	-0.284	
9.013	5.200	0.426	-0.176	
9.707	5.045	-0.749	-0.093	
10.400	4.305	-1.302	-0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

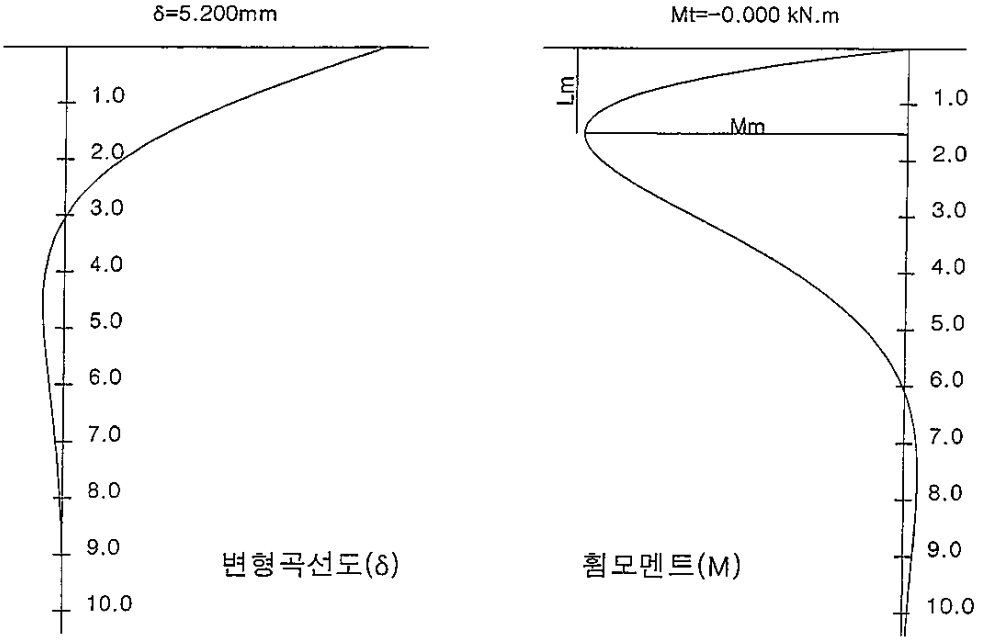
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -86.595 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.200 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.200 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-138.527	5.200	
0.693	-65.749	-56.844	3.407	
1.387	-86.148	-6.725	1.920	
2.080	-80.717	18.992	0.850	
2.773	-63.624	28.174	0.174	
3.467	-43.884	27.625	-0.187	
4.160	-26.380	22.416	-0.331	
4.853	-13.101	15.859	-0.342	
5.547	-4.262	9.816	-0.286	
6.240	0.823	5.104	-0.208	
6.933	3.163	1.887	-0.132	
7.627	3.742	-0.025	-0.072	
8.320	3.356	-0.955	-0.029	
9.013	2.567	-1.239	-0.003	
9.707	1.722	-1.157	0.010	
10.400	1.000	-0.909	0.015	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10+11)

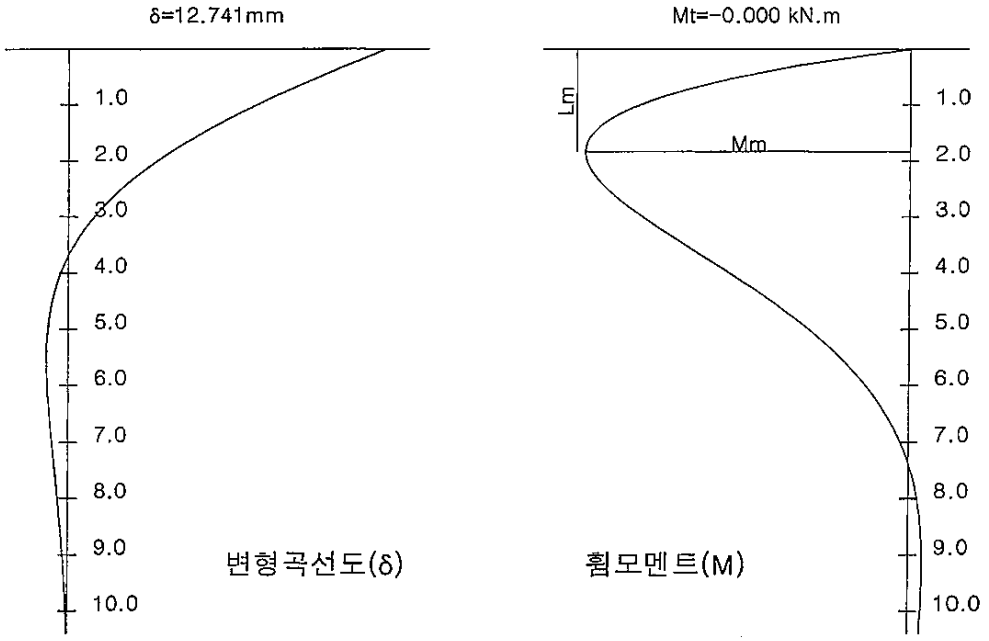
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -144.738 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.741 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.741 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-191.241	12.741	
0.693	-97.258	-94.743	9.072	
1.387	-138.504	-28.986	5.862	
2.080	-143.368	11.203	3.322	
2.773	-127.446	32.011	1.484	
3.467	-102.078	39.381	0.273	
4.160	-74.771	38.350	-0.433	
4.853	-49.935	32.799	-0.768	
5.547	-29.694	25.465	-0.854	
6.240	-14.625	18.096	-0.791	
6.933	-4.379	11.664	-0.653	
7.627	1.865	6.587	-0.492	
8.320	5.082	2.919	-0.339	
9.013	6.204	0.508	-0.210	
9.707	6.020	-0.893	-0.111	
10.400	5.136	-1.554	-0.042	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9+11)

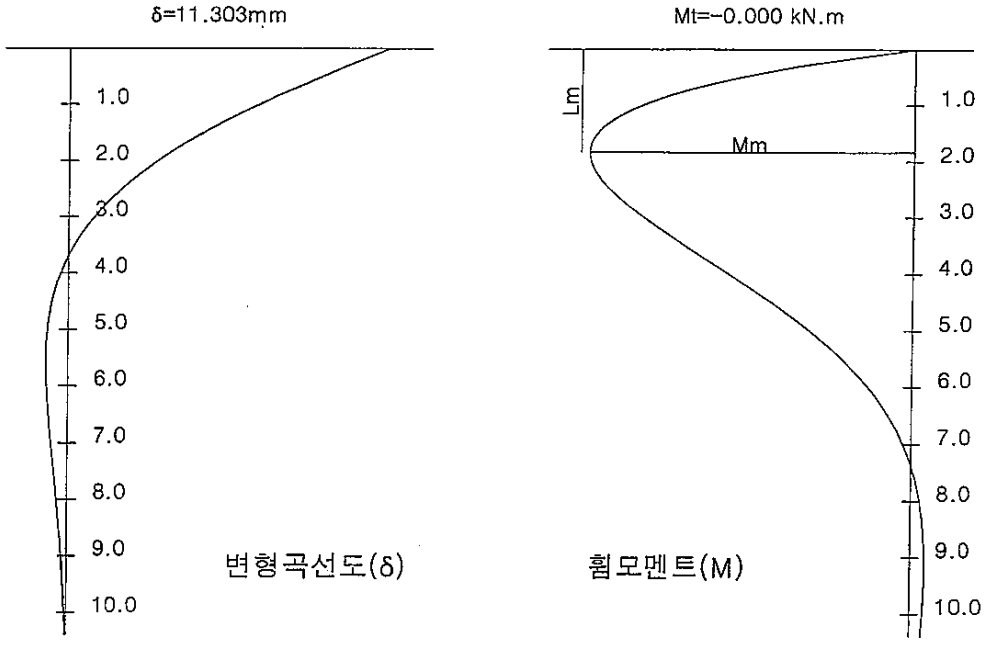
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -128.395 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 11.303 mm
- 지표면에서의 변위 : 11.303 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-169.647	11.303	
0.693	-86.276	-84.045	8.048	
1.387	-122.865	-25.713	5.200	
2.080	-127.180	9.938	2.947	
2.773	-113.056	28.396	1.317	
3.467	-90.552	34.934	0.242	
4.160	-66.328	34.020	-0.384	
4.853	-44.297	29.096	-0.681	
5.547	-26.341	22.590	-0.757	
6.240	-12.974	16.053	-0.701	
6.933	-3.885	10.347	-0.579	
7.627	1.654	5.843	-0.436	
8.320	4.508	2.589	-0.300	
9.013	5.503	0.451	-0.186	
9.707	5.340	-0.792	-0.099	
10.400	4.556	-1.378	-0.037	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+12)

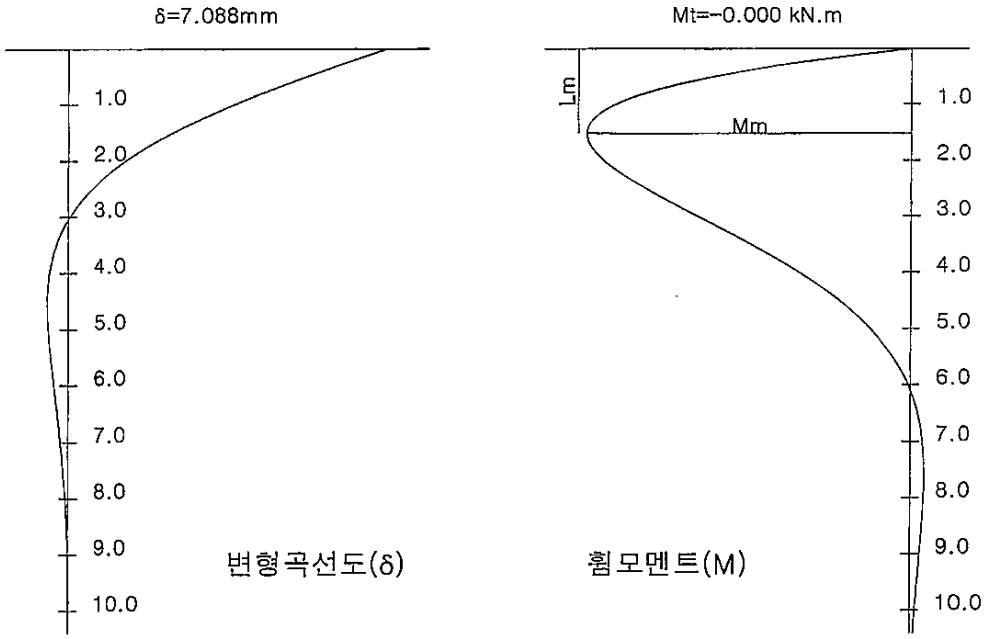
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -118.027 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.088 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.088 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-188.809	7.088	
0.693	-89.614	-77.477	4.644	
1.387	-117.417	-9.165	2.617	
2.080	-110.015	25.886	1.158	
2.773	-86.718	38.400	0.237	
3.467	-59.813	37.653	-0.255	
4.160	-35.956	30.553	-0.451	
4.853	-17.856	21.616	-0.466	
5.547	-5.809	13.378	-0.390	
6.240	1.122	6.957	-0.283	
6.933	4.311	2.571	-0.180	
7.627	5.100	-0.033	-0.097	
8.320	4.574	-1.301	-0.040	
9.013	3.498	-1.689	-0.004	
9.707	2.347	-1.576	0.014	
10.400	1.364	-1.239	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 ㎡

U	N 치	토질분류	두께(m)	f(kN/㎡)	주면마찰력(U*f*L)
1.583	50.000	사질토	2.500	100.000	395.841
1.583	50.000	사질토	0.800	100.000	126.669
1.583	50.000	사질토	2.032	100.000	321.676
계	-	-	-	-	844.206

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.6078 mm O.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.0880 mm O.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1/3.0 x 844.206 + 0.000 = 281.402 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 844.206 + 0.000 = 422.103 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구 분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	450.943	321.330	1586.000	281.402	O.K
	HINGE	420.502	370.661	1586.000	281.402	O.K
COMBO 2	FIX	413.298	339.602	1586.000	281.402	O.K
	HINGE	429.149	340.807	1586.000	281.402	O.K
COMBO 3	FIX	587.902	123.915	2379.000	422.103	O.K
	HINGE	520.214	207.529	2379.000	422.103	O.K
COMBO 4	FIX	899.043	560.021	1586.000	281.402	O.K
	HINGE	821.973	655.226	1586.000	281.402	O.K
COMBO 5	FIX	763.752	514.880	1586.000	281.402	O.K
	HINGE	693.002	602.276	1586.000	281.402	O.K
COMBO 6	FIX	1090.180	111.645	2379.000	422.103	O.K
	HINGE	1015.921	203.377	2379.000	422.103	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 : 10.50 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 10.40/0.508 = 20.472 < 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	450.943	117.433	92.037	140.00	O.K
	HINGE	420.502	80.970	70.520	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	413.298	106.036	83.499	140.00	O.K
	HINGE	429.149	71.357	65.921	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	587.902	99.010	90.981	210.00	O.K
	HINGE	520.214	86.595	79.962	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	899.043	112.735	118.331	140.00	O.K
	HINGE	821.973	86.423	99.314	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	763.752	103.489	104.714	140.00	O.K
	HINGE	693.002	76.810	85.847	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1090.180	108.622	128.501	210.00	O.K
	HINGE	1015.921	118.027	128.760	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

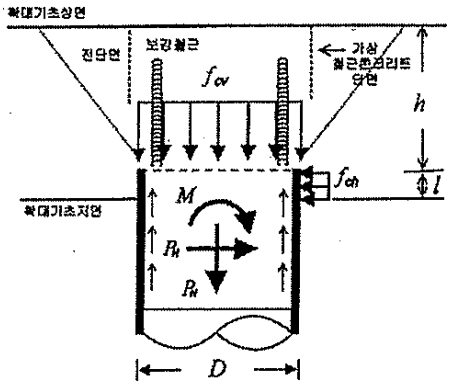
α = 4 x (D^2 + D×d + d^2) / (3 x (D^2 + d^2))

= 4 x (504.0^2 + 504.0×484.0 + 484.0^2) / (3 x (504.0^2 + 484.0^2))

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	106.985	13.783	80.000	O.K
	HINGE	106.985	13.783	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	94.283	12.147	80.000	O.K
	HINGE	94.283	12.147	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	138.527	17.847	120.000	O.K
	HINGE	138.527	17.847	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	114.190	14.712	80.000	O.K
	HINGE	114.190	14.712	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	101.488	13.075	80.000	O.K
	HINGE	101.488	13.075	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	188.809	24.325	120.000	O.K
	HINGE	188.809	24.325	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 = 899043.5 / (π/4 x 508 ²)
= 4.436 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1090180.3 / (π/4 x 508 ²)
= 5.379 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 = 899043.5 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.162 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1090180.3 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.196 MPa ≤ τa3' = 1.197 MPa ∴ O.K

② 인발력에 대한 검토
원칙적으로 인발력에 대한 검토는 하지 않아도 된다. [도로그 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 = 114190.165 / (508 x 100)
= 2.248 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 188809.174 / (508 x 100)
= 3.717 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)

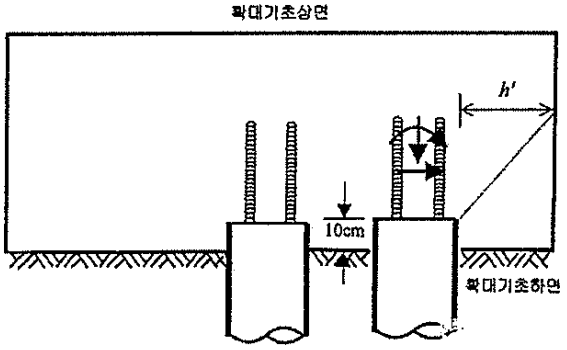
τh = 114190.165 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.192 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 188809.174 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.318 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 = 1343857.055 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 = 1343857.055 N ∴ 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. 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	873.332	O.K
	허용인발력(kN/EA)	142.548	-	O.K
	휨응력(MPa)	140	113.406	O.K
	전단응력(MPa)	80	13.852	O.K
	수평변위(mm)	15	7.163	O.K
지진시	허용지지력(kN/EA)	2379	1089.466	O.K
	허용인발력(kN/EA)	213.822	-	O.K
	휨응력(MPa)	210	129.307	O.K
	전단응력(MPa)	120	24.414	O.K
	수평변위(mm)	15	7.114	O.K

■ 단면 휨 설계

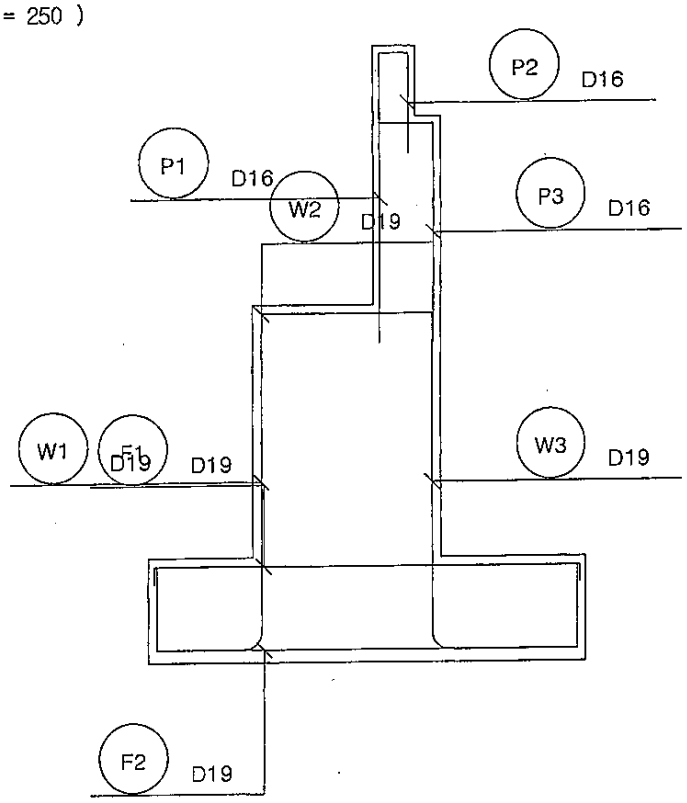
단면위치		깊이 H(mm)	dc (mm)	Req. As (mm²)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	안전도	비 고
전면저판		1200	150	1328.43	2292	352.379	603.833	1.714	O.K
후면저판		1200	100	568.63	2292	158.894	633.056	3.984	O.K
부벽체 : H=6.242		2200	100	1348.77	2292	718.856	1217.516	1.694	O.K
후벽		800	80	886.794	1588.8	161.341	286.971	1.779	O.K
전측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1061.54	2292	98.043	206.4	2.105	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2637.34	3096.8	235.791	274.202	1.163	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	984.114	1588.8	91.035	145.17	1.595	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	1826.07	2292	166.037	206.4	1.243	O.K
후측날개벽	D(T=450 mm)	450	80	1253.48	2292	115.32	206.4	1.79	O.K
	A(T=450 mm)	450	80	2499.76	3096.8	224.135	274.202	1.223	O.K
	B(T=450 mm)	450	80	1301.37	2292	119.609	206.4	1.726	O.K
	C(T=450 mm)	450	80	2861.7	3096.8	254.646	274.202	1.077	O.K

■ 사용성 검토

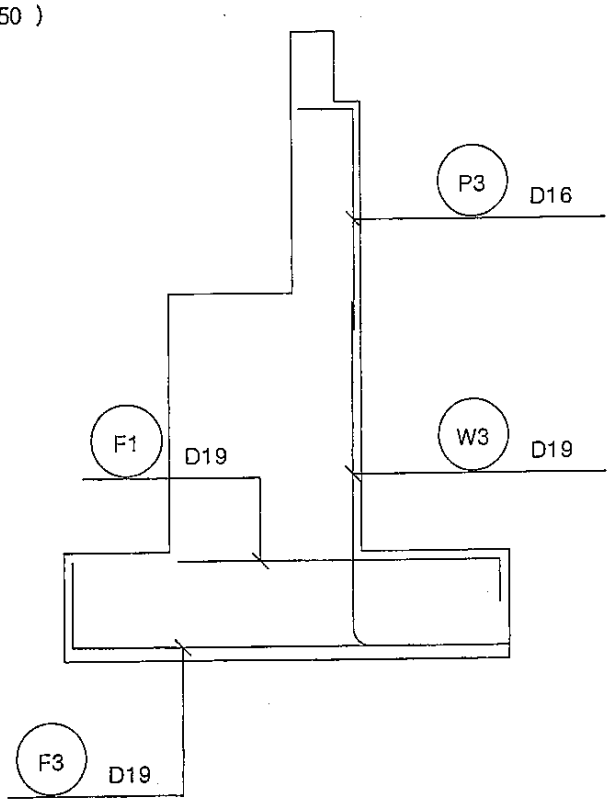
구 분		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sa)	비 고
전면저판		101.817	150	125	422.198	O.K
후면저판		34.837	150	125	1808.399	O.K
부벽체 : H=6.242		53.423	150	125	1179.258	O.K
후벽		87.67	150	125	718.259	O.K
전측날개벽	D(T=450 mm)	74.306	150	125	847.85	O.K
	A(T=450 mm)	133.939	150	125	415.454	O.K
	B(T=450 mm)	98.196	150	125	621.97	O.K
	C(T=450 mm)	125.837	150	125	449.559	O.K
후측날개벽	D(T=450 mm)	87.399	150	125	720.83	O.K
	A(T=450 mm)	127.318	150	125	446.029	O.K
	B(T=450 mm)	90.65	150	125	692.476	O.K
	C(T=450 mm)	144.649	150	125	371.92	O.K

▣ 주철근 조립도

- ① Cycle (CTC = 250)

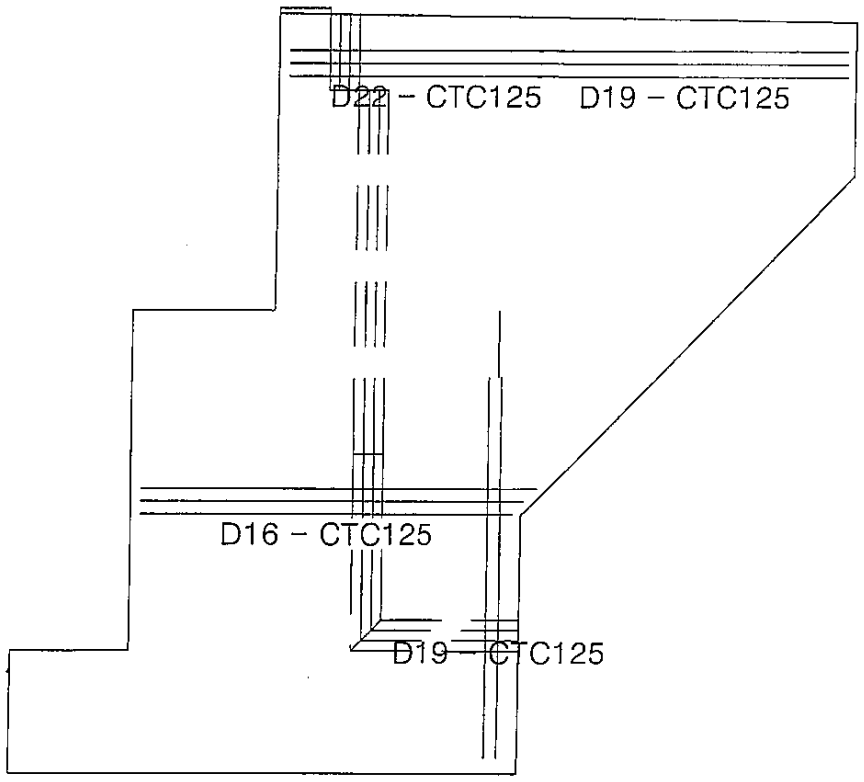


- ② Cycle (CTC = 250)

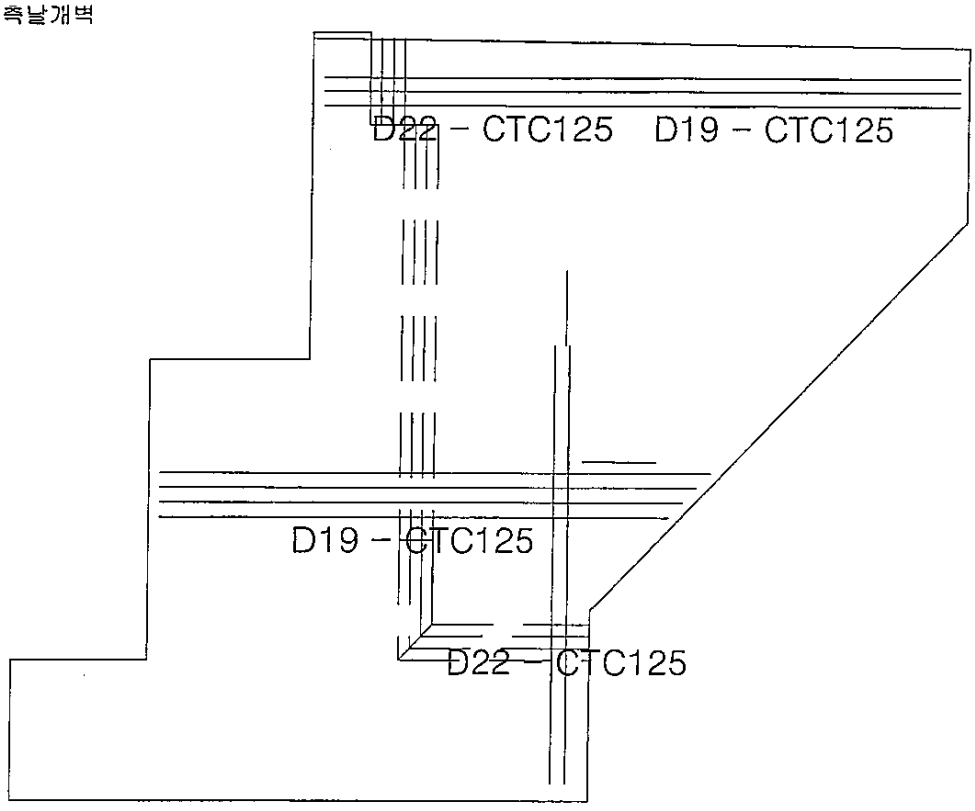


▣ 주철근 조립도

- 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 = 17.050 M
(5) 교 대 총높이 : H = 7.442 M
(6) 기 초 형 식 : 말뚝기초
(7) SKEW : 90.000 °

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 = 430.869 kN/m
(6) 상부 활하중 반력 : Rl = 130.376 kN/m
(7) 교량받침 마찰계수 : fs = 0.150

3) 지 반 조 건

(1) 뒷채움재의 내부마찰각 : Φ1 = 35.000 °
(2) 기초지반의 N치 : N = 4.000
(3) 기초지반의 내부마찰각 : Φ2 = 22.746 ° {Φ2 = 15 + √15N}
(4) 기초지반의 점착력 : C = 0.000 kN/m²
(5) 기초지반의 마찰계수 : μ = 0.271 ; 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]

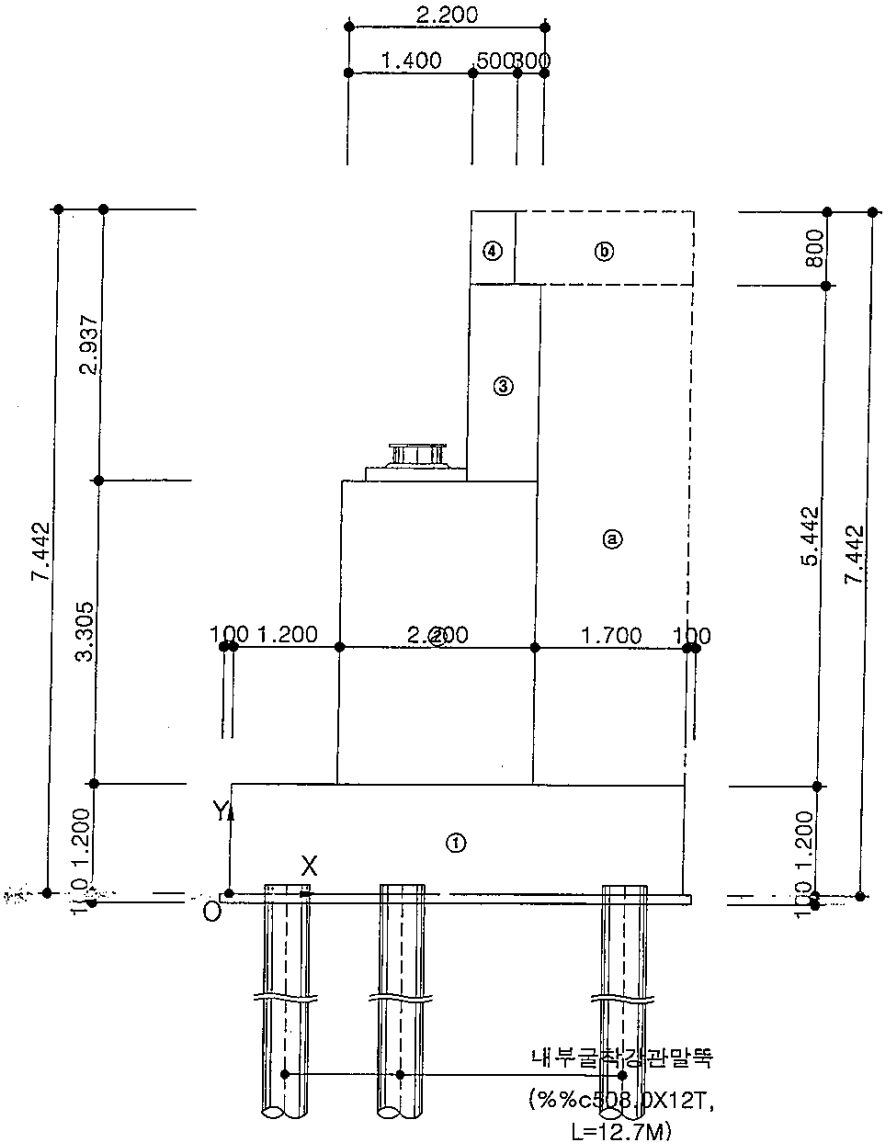
5) 설 계 방 법

(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	계
고정하중	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	7346.318
활하중	349.255	360.590	341.405	330.904	394.461	446.299	2222.914

※ 지진하중 집계표 (단위 : kN)

구 분	1	2	3	4	5	6	계
교축방향	227.665	227.993	224.792	223.821	226.289	227.040	1357.600
교축직각방향	227.665	227.993	224.792	223.821	226.289	227.040	1357.600

H = R x A x S R : 교량받침의 고정하중 반력, A : 가속도계수(=0.154), S : 지반계수(=1.200)

교축직각방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

교축방향 H = R x A x S , R : 교량받침의 고정하중 반력

3. 하 중 계 산

1) 자중 및 관성력 (원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정 (단위 : m당)

구분	번호	체적(Ai) m³		단위중량(γi) kN/m³	수직력(Vi) kN	수평력(Hi) kN
교대구체	①	5.100 × 1.200	= 6.120	25.000	153.000	11.781
	②	2.200 × 3.305	= 7.270	25.000	181.757	13.995
	③	0.800 × 2.137	= 1.710	25.000	42.749	3.292
	④	0.500 × 0.800	= 0.400	25.000	10.000	0.770
	소계		= 15.500		387.506	29.838
뒷채움재	ⓐ	1.700 × 5.442	= 9.252	20.000	185.032	14.247
	ⓑ	2.000 × 0.800	= 1.600	20.000	32.000	2.464
	소계		= 10.852		217.032	16.711
총 계					604.538	46.549

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	My
		Xi (m)	Yi (m)	kN.m	kN.m
교대구체	①	2.550	0.600	390.150	7.069
	②	2.300	2.852	418.042	39.919
	③	3.000	5.573	128.246	18.346
	④	2.850	7.042	28.500	5.422
	소 계			964.937	70.756
뒷채움재	ⓐ	4.250	3.921	786.384	55.865
	ⓑ	4.100	7.042	131.200	17.352
	소 계			917.584	73.217
총 계				1882.522	143.973

③ 합력의 작용위치 산정

- 교대구체 : X = 964.937 / 387.506 = 2.490 m
  Y = 70.756 / 29.838 = 2.371 m
- 뒷채움재 : X = 917.584 / 217.032 = 4.228 m
  Y = 73.217 / 16.711 = 4.381 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)

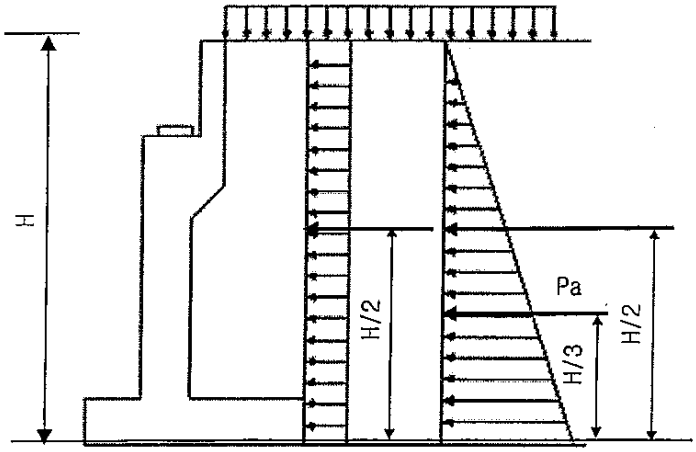
β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙사이의 벽면마찰각(도)

θ = tan-1[Kh/(1-Kv)], Kv = 0

kh = 수평지진계수 = A/2 (변위를 허용한 교대), A=0.154

구분	평상시		지진시	
	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 = 7.442 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.271 x 20.000 x 7.442² x cos(0.000)
= 150.093 kN

y = H / 3 = 2.481 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 7.442 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 7.442² x cos(0.000)
= 173.909 kN

y = H / 2 = 3.721 m : 작용중심높이

③ 단면검토시 토압

- 평상시 토압 (H = 6.242 m)

Pa = 1/2 x Ka x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.251 x 20.000 x 6.242² x cos(11.667 + 0.000)
= 95.779 kN

y = H / 3 = 2.081 m : 작용중심높이

- 지진시 토압 (H = 6.242 m)

Pae = 1/2 x Kae x γ x H² x cos(δ+β)
= 1/2 x 0.314 x 20.000 x 6.242² x cos(0.000 + 0.000)
= 122.347 kN

y = H / 2 = 3.121 m : 작용중심높이

3) 상부구조에 의한 하중

① 상부반력에 의한 하중

- 고정하중반력

Rd = 7346.318 ÷ 17.050 = 430.869 kN/m

- 활하중반력

Rl = 2222.914 ÷ 17.050 = 130.376 kN/m

② 교량받침 마찰력에 의한 수평력

- 고정단이므로 교량받침마찰력에 의한 수평력은 고려하지 않는다.

③ 고정단 하부구조에 작용하는 지진시 수평력

Ff = ∑H ÷ (17.050 / sin90.0)

= 79.625 kN/m

; ∑H는 교대에 작용하는 지진시 수평력이며 1357.600 kN 임. 「지진하중 집계표」 참조

4) 뒷채움 지표면의 상재하중

① 상재하중에 의한 수직력

P1 = 10.000 x 2.000 = 20.000 kN

② 상재하중에 의한 수평력

- 안정검토시 수평토압 (H = 7.442 m)

Pa1 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.271 x 10.000 x 7.442 x cos0.000

= 20.168 kN

y = H / 2 = 3.721 m : 작용중심높이

- 단면검토시 수평토압 (H = 6.242 m)

Pa2 = Ka x q x H x cos(δ+β)

= 0.251 x 10.000 x 6.242 x cos11.667

= 15.344 kN

y = H / 2 = 3.121 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. 교대군체(평상시)	387.506	-	2.490	2.371	964.938	-
2. 교대군체(지진시)	387.506	29.838	2.490	2.371	964.938	70.756
3. 뒷채움재(평상시)	217.032	-	4.228	4.381	917.586	-
4. 뒷채움재(지진시)	217.032	16.711	4.228	4.381	917.586	73.215
5. 배면 토압(평상시)	-	150.093	-	2.481	-	372.336
6. 배면 토압(지진시)	-	173.909	-	3.721	-	647.125
7. 뒷채움 상재하중	20.000	20.168	4.100	3.721	82.000	75.046
8. 상부 고정하중반력	430.869	-	2.048	-	882.420	-
9. 상부 활하중반력	130.376	-	2.048	-	267.010	-
10. 상부관성력	-	79.625	-	4.905	-	390.535

② 하중조합

구 분	구분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN·m)	Mo(kN·m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	624.538	170.261	1964.524	447.382
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	604.538	150.093	1882.524	372.336
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	604.538	220.458	1882.524	791.096
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1185.783	170.261	3113.954	447.382
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	1035.407	150.093	2764.944	372.336
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1035.407	300.083	2764.944	1181.631

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(= 2.350) - $\sum M / \sum V$

Mc = V x e

※ 말뚝도심의 계산

구 분	거 리(m)	본 수	거리 x 본수	도 심(m)
1 열	0.650	9.000	5.850	-
2 열	1.950	9.000	17.550	-
3 열	4.450	9.000	40.050	-
계	-	27.000	63.450	2.350

② 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	10648.373	2902.950	-0.079	-841.221
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5)	10307.373	2559.086	-0.148	-1525.491
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	10307.373	3758.809	0.545	5617.518
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	20217.600	2902.950	0.101	2041.978
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)	17653.689	2559.086	0.039	688.494
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	17653.689	5116.415	0.821	14493.679

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시

각 작용력은 교대의 전폭 17.050 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.

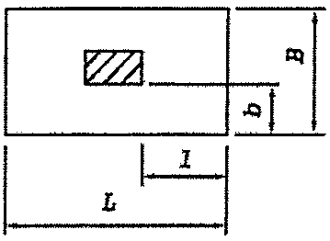
$\beta\lambda \leq 1.0$

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)
= 154024.879 x 27 / (17.050 x 5.100) = 47825.562 kN/m³
L : 확대기초의 길이 (= 17.050 m)
B : 확대기초의 폭 (= 5.100 m)
n*m : 말뚝의 개수 (= 27 본)
E : 확대기초의 탄성계수 (= 26986000.000 kN/m²)
h : 확대기초의 평균두께 (= 1.200 m)
λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

$\beta = \sqrt[4]{[(3 \times 47825.562) / (26986000.000 \times 1.200^3)]} = 0.236$ (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 = 2.550, 뒷굽기준으로 검토

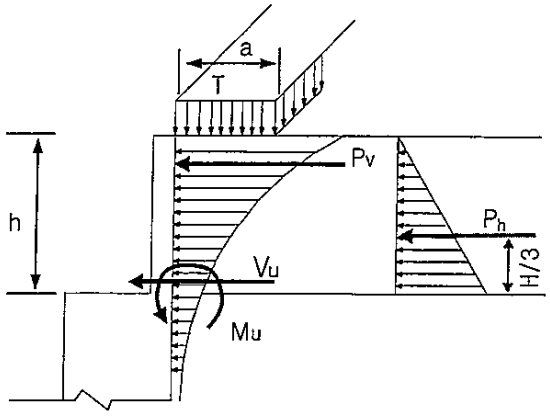


$\beta\lambda = 0.236 \times 1.700 = 0.400 \leq 1.0$, ∴ O.K

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 (2.937 - 0.36) = 74.139 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 2.937^2 x cos11.667 = 21.210 kN

Me = 1/3 x H x Ph
= 1/3 x 2.937 x 21.210 = 20.768 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.70 x Pv + 1.70 x Ph
= 1.70 x 28.765 + 1.70 x 21.210 = 84.957 kN

Mu = 1.70 x Mp + 1.70 x Me
= 1.70 x 74.139 + 1.70 x 20.768 = 161.341 kN.m

② 지진시

- 구체관성력

p1 = 2.137 x 0.800 x 25.000 x 0.077 = 3.292 kN

p2 = 0.800 x 0.500 x 25.000 x 0.077 = 0.770 kN

Pw = 3.292 + 0.770 = 4.062 kN

Mw = 3.292 x 2.137/2 + 0.770 x (2.137 + 0.800/2) = 5.472 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 2.937^2 x cos0.000 = 27.093 kN

Me = 1/2 x H x Ph
= 1/2 x 2.937 x 27.093 = 39.793 kN.m

- 설계 단면력 산정

Vu = 1.00 x Pw + 1.00 x Ph

= 1.00 x 4.062 + 1.00 x 27.093 = 31.155 kN

Mu = 1.00 x Mw + 1.00 x Me

= 1.00 x 5.472 + 1.00 x 39.793 = 45.264 kN.m

③ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN·m)	비 고
평상시	84.957	161.341	
지진시	31.155	45.264	
설계단면력	84.957	161.341	

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.242 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1 교대구체	18.057	2.327	-	1.000	18.057	42.019
2 배면토압(평상시)	95.779	2.081	1.700	-	162.824	338.789
3 배면토압(지진시)	122.347	3.121	-	1.000	122.347	381.852
4 뒷채움 상재하중	15.344	3.121	1.700	-	26.085	81.412
5 상부관성력	79.625	3.705	-	1.000	79.625	294.985

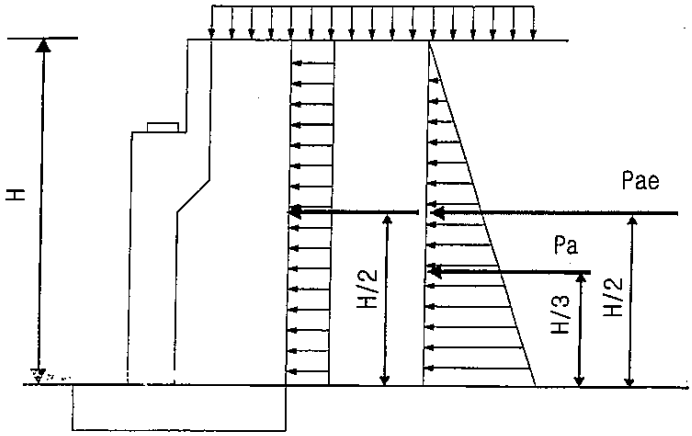
- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 18.057 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 42.019 kN.m

y = Mo / Ho = 42.019 / 18.057 = 2.327



② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(KN)	모멘트(kN m)	비 고
평상시 (H = 6.242 m)	188.909	420.201	
지진시 (H = 6.242 m)	220.029	718.856	
설계단면력	220.029	718.856	

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 교대 구체(평상시)	387.506	-	2.490	2.371	964.938	-
2 교대 구체(지진시)	387.506	29.838	2.490	2.371	964.938	70.756
3 뒷채움재(평상시)	217.032	-	4.228	4.381	917.586	-
4 뒷채움재(지진시)	217.032	16.711	4.228	4.381	917.586	73.215
5 배면토압(평상시)	-	150.093	-	2.481	-	372.336
6 배면토압(지진시)	-	173.909	-	3.721	-	647.125
7 토압의 연직분력	21.353	-	4.533	-	96.800	-
8 뒷채움 상재하중	20.000	20.168	4.100	3.721	82.000	75.046
9 상부 고정하중반력	430.869	-	2.048	-	882.420	-
10 상부 활하중반력	130.376	-	2.048	-	267.010	-
11 상부관성력	-	79.625	-	4.905	-	390.535

② 하중조합

구분	구 분	V(kN)	H(kN)	Mr(kN·m)	Mo(kN·m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	865.200	289.444	2788.141	760.549
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	822.200	255.158	2611.841	632.971
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	604.538	220.458	1882.524	791.096
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1705.638	289.444	4509.359	760.549
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1382.329	255.158	3758.987	632.971
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1035.407	300.083	2764.944	1181.631

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(=2.350) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

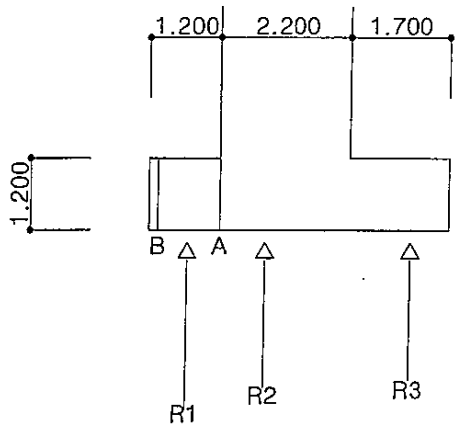
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN-m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	14751.651	4935.015	0.007	103.262
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	14018.501	4350.446	-0.057	-799.055
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	10307.373	3758.809	0.545	5617.518
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	29081.121	4935.015	0.152	4420.330
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	23568.713	4350.446	0.089	2097.615
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	17653.689	5116.415	0.821	14493.679

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(17.050 m)를 고려한 결과값임.

③ 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 9본 / 17.050 (kN/m)
R2 = Ru2 x 9본 / 17.050 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 17.050 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	681.090	578.060	543.130
COMB 2	617.640	542.360	544.200
COMB 3	589.150	430.550	206.050
COMB 4	1310.470	1131.990	938.820
COMB 5	1037.550	911.650	807.310
COMB 6	1089.470	756.340	200.510

- 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	197.736	5.850	169.656
COMB 2	0.000	179.315	5.850	151.235
COMB 3	0.000	171.044	4.500	149.444
COMB 4	0.000	380.459	5.850	352.379
COMB 5	0.000	301.224	5.850	273.144
COMB 6	0.000	316.298	4.500	294.698

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

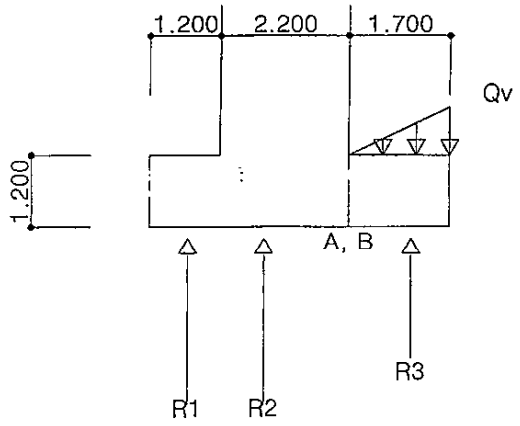
COMB 3 = 1.000D + 1.000H + 1.000E + 1.000G

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 9본 / 17.050 (kN/m)

R2 = Ru2 x 9본 / 17.050 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 17.050 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	548.970	546.970	379.920
COMB 2	498.970	514.440	397.610
COMB 3	523.990	415.220	125.560
COMB 4	1189.000	1103.410	788.770
COMB 5	926.030	885.410	669.550
COMB 6	1020.820	740.190	115.710

- 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 = 217.032 kN 『작용하중 집계표』 참조 = 217.032 kN

Ma = 217.032 x (4.228 - 3.400) = 179.677 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

$Pv = 1/2 \times Ka \times r \times H^2 \times \sin\delta$

$= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 6.242^2 \times \sin 11.667$

$= 21.353$ kN

$Qv = 2 \times Pv / L$

$= 2 \times 21.353 / 1.700$

$= 25.121$ kN

Vb = 25.121 x 1.700 / 2 = 21.353 kN

Ma = 25.121 x 1.700 x 1.700 / 3 = 24.200 kN.m

- 말뚝반력에 의한 단면력

Vb = R3

Ma = R3 x 1.050

- 계수단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Mb(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	200.544	210.571	220.746	151.570
COMB 2	209.882	220.376	174.858	110.698
COMB 3	66.278	69.592	201.754	153.435
COMB 4	416.360	437.178	4.931	-75.036
COMB 5	353.428	371.100	31.312	-40.025
COMB 6	61.079	64.133	206.953	158.894

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	352.4	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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1328.433 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.725]

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 = 1328.433 mm²

ρmin = Max(1328.433, 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 (= 352.379 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.714]

* 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	158.9	220.7

* 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 (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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 568.630 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.031]

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 = 568.630 mm²

ρmin = Max(568.630, 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 (= 158.894 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.984]

* 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 (= 220.746 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=6.242

* 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	2200.0	2100.0	100.0	718.9	220.0

* 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 (2100.00 - 39.654) / 39.654 = 0.15587

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1348.771 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.699]

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 = 0.00109

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 (2100.00 - a/2) = 1217.516 kN.m

≥ Mu (= 718.856 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.694]

* 전단에 대한 검토 (d = 2100.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √24 x 1000.00 x 2100.00 = 1371.714 kN

≥ Vu (= 220.029 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 2200.0 x 1000.0 = 3300.000 ㎟ < 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	161.3	85.0

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 886.794 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.792]

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 (= 161.341 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.779]

* 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 (= 84.957 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 (2.937 - 0.36) = 74.139 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 2.937^2 x cos11.667 = 21.210 kN

Me = 1/3 x H x Ph

= 1/3 x 2.937 x 21.210 = 20.768 kN.m

③ 설계 단면력 산정

Vs = 28.765 + 21.210 = 49.975 kN

Ms = 74.139 + 20.768 = 94.906 kN.m

2) 벽체 설계

① 작용하중 집계표 : H = 6.242 m 『하중계산 참조』

구 분	수평력	작용거리	하중계수		전단력	모멘트
			평상시	지진시		
1. 교대구체	18.057	2.327	-	1.000	18.057	42.019
2. 배면토압(평상시)	95.779	2.081	1.000	-	95.779	199.288
3. 배면토압(지진시)	122.347	3.121	-	1.000	122.347	381.852
4. 뒷채움 상재하중	15.344	3.121	1.000	-	15.344	47.889
5. 상부관성력	79.625	3.705	-	1.000	79.625	294.985

- 교대구체에 작용하는 수평력 및 작용거리 산출

: 검토위치(H = 1.200 m)를 제외한 교대구체에 대하여 다시 산정한다.

Ho = ∑(H② ~ H④) = 18.057 kN

Mo = ∑[H② x (y② - 1.200) ~ H④ x (y④ - 1.200)] = 42.019 kN.m

y = Mo / Ho = 42.019 / 18.057 = 2.327

② 설계 단면력 산정

구 분	전단력(KN)	모멘트(kN·m)	비 고
설계단면력	111.123	247.177	

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+	645.891	170.261	2061.324	447.382
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	625.891	150.093	1979.324	372.336
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)	604.538	220.458	1882.524	791.096
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+	1207.136	170.261	3210.754	447.382
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	1056.760	150.093	2861.744	372.336
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+	1035.407	300.083	2764.944	1181.631

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(=2.350) - $\sum M/\sum V$; 말뚝도심의 계산은 『4. 안정검토』 참조

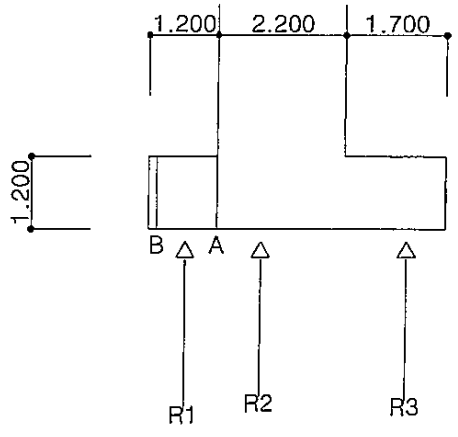
Mc = V x e

- 하중조합별 작용력

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)	e(m)	Mc(kN·m)
COMB 1	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	11012.442	2902.950	-0.149	-1640.854
COMB 2	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)	10671.442	2559.086	-0.218	-2326.374
COMB 3	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	10307.373	3758.809	0.545	5617.518
COMB 4	고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+	20581.669	2902.950	0.061	1255.482
COMB 5	고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)	18017.758	2559.086	-0.006	-108.107
COMB 6	고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+	17653.689	5116.415	0.821	14493.679

註) COMB 1,2,3 : 상부하중 비재하시(가설시), COMB 4,5,6 : 상부하중 재하시
각 작용력은 교대의 전폭(17.050 m)를 고려한 결과값임.

② 전면저판(앞굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 9본 / 17.050 (kN/m)
R2 = Ru2 x 9본 / 17.050 (kN/m)
R3 = Ru3 x 9본 / 17.050 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	453.030	408.180	420.700
COMB 2	415.540	389.700	429.470
COMB 3	589.150	430.550	206.050
COMB 4	873.330	778.100	684.930
COMB 5	738.220	673.690	632.310
COMB 6	1089.470	756.340	200.510

- 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

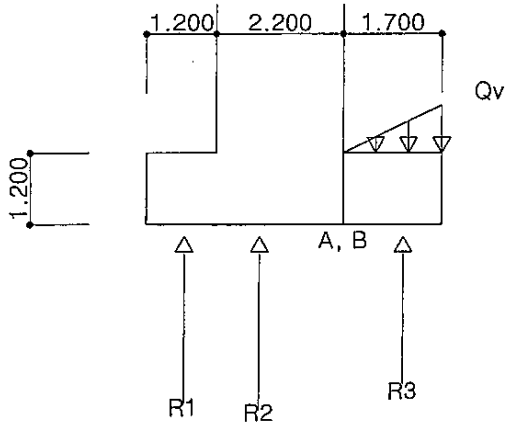
Ma = R1 x 0.550

- 설계단면력 산정

구 분	말뚝반력에 의한 단면력		설계단면력	
	Vb(kN)	Ma(kN.m)	Vs(kN)	Ms(kN.m)
COMB 1	0.000	131.525	4.500	109.925
COMB 2	0.000	120.641	4.500	99.041
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	0.000	253.547	4.500	231.947
COMB 5	0.000	214.322	4.500	192.722
COMB 6	-	-	-	-

註) 사용성 검토에서 지진시 조합(3,6)은 고려하지 않는다.

③ 후면저판(뒷굽)의 단면력 계산



R1 = Ru1 x 9본 / 17.050 (kN/m)

R2 = Ru2 x 9본 / 17.050 (kN/m)

R3 = Ru3 x 9본 / 17.050 (kN/m)

구 분	Ru1	Ru2	Ru3
COMB 1	373.080	389.370	321.940
COMB 2	343.130	372.670	340.020
COMB 3	523.990	415.220	125.560
COMB 4	800.500	760.970	594.970
COMB 5	671.270	657.940	549.610
COMB 6	1020.820	740.190	115.710

- 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	169.939	178.436	136.445	83.241
COMB 2	179.483	188.457	109.902	58.770
COMB 3	-	-	-	-
COMB 4	314.060	329.763	7.676	-68.087
COMB 5	290.117	304.623	0.732	-57.396
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)] = 231.947 x 1000000 / [2292.000 x (1050.000 - 168.211/3)]
= 101.817 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 / 101.82) - 2.5 x 140.50 = 422.20 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 101.82) = 618.76 mm
Sa는 작은 값인 422.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 422.20 mm) ∴ O.K

(2) 후면저판

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 83.241 x 1000000 / [2292.000 x (1100.000 - 172.514/3)]
= 34.837 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 / 34.84) - 2.5 x 90.50 = 2034.25 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 34.84) = 1808.40 mm
Sa는 작은 값인 1808.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1808.40 mm) ∴ O.K

(3) 벽체 : H=6.242

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 247.177 x 1000000 / [2292.000 x (2100.000 - 244.037/3)]
= 53.423 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2100.0/(7x2292.000)]
= 244.037 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 / 53.42) - 2.5 x 90.50 = 1247.82 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 53.42) = 1179.26 ㎜

Sa는 작은 값인 1179.26 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1179.26 ㎜) ∴ O.K

(4) 흉벽

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 94.906 x 1000000 / [1588.800 x (720.000 - 115.917/3)]
= 87.670 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 / 87.67) - 2.5 x 72.00 = 718.26 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.67) = 718.61 ㎜

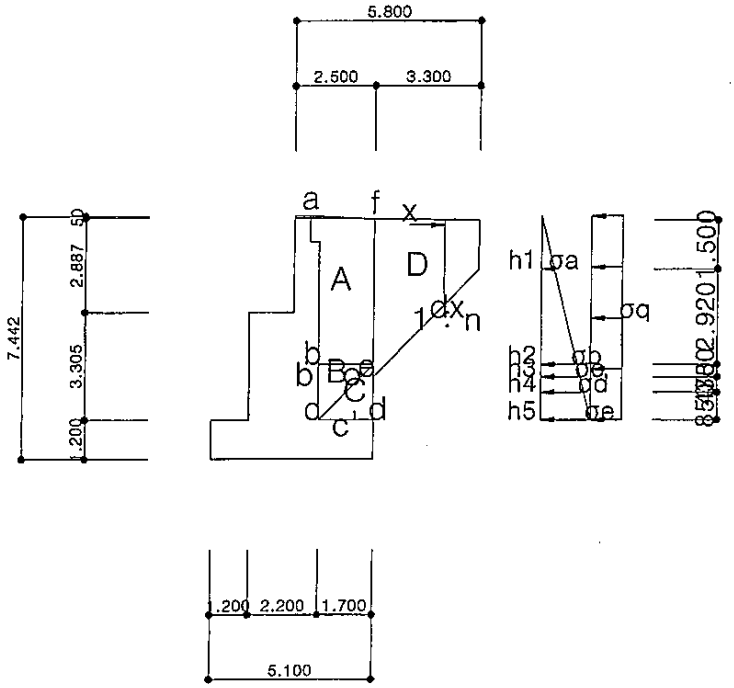
Sa는 작은 값인 718.26 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 718.26 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정

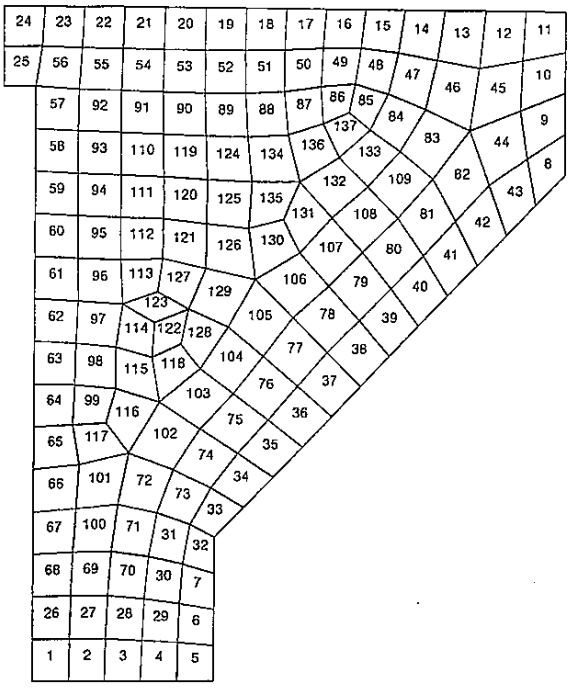


U = 1.700 · H + 1.700 · L

※ 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)	98.043	235.791	91.035	166.037
전단력(kN)	77.959	133.613	110.414	125.492

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN·m)	57.673	138.701	53.550	97.669
전단력(kN)	45.858	78.596	64.950	73.819

(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	98.0	78.0

* 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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ———————— ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ———————— ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1061.539 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.159]

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 (= 98.043 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.105]

* 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 (= 77.959 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	235.8	133.6

* 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 ㎜, 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2637.338 \text{ ㎟}$$

* 사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 ㎜), [사용률 = 1.174]

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 (= 235.791 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.163]

* 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 (= 133.613 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	91.0	110.4

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 984.114 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.614]

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 (= 91.035 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.595]

* 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 (= 110.414 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	166.0	125.5

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1826.067 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.255]

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 (= 166.037 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.243]

* 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 (= 125.492 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.673 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 74.306 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 / 74.31) - 2.5 x 70.50 = 883.56 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 74.31) = 847.85 mm
Sa는 작은 값인 847.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 847.85 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 138.701 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 133.939 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 / 133.94) - 2.5 x 69.00 = 415.45 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.94) = 470.36 mm
Sa는 작은 값인 415.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 415.45 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 53.550 x 1000000 / [1588.800 x (370.000 - 80.277/3)]
= 98.196 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 ㎟ (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 / 98.20) - 2.5 x 72.00 = 621.97 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 98.20) = 641.58 ㎜

Sa는 작은 값인 621.97 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 621.97 ㎜) ∴ O.K

④ C(T=450 ㎜)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 97.669 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 125.837 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 / 125.84) - 2.5 x 70.50 = 449.56 ㎜

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 125.84) = 500.65 ㎜

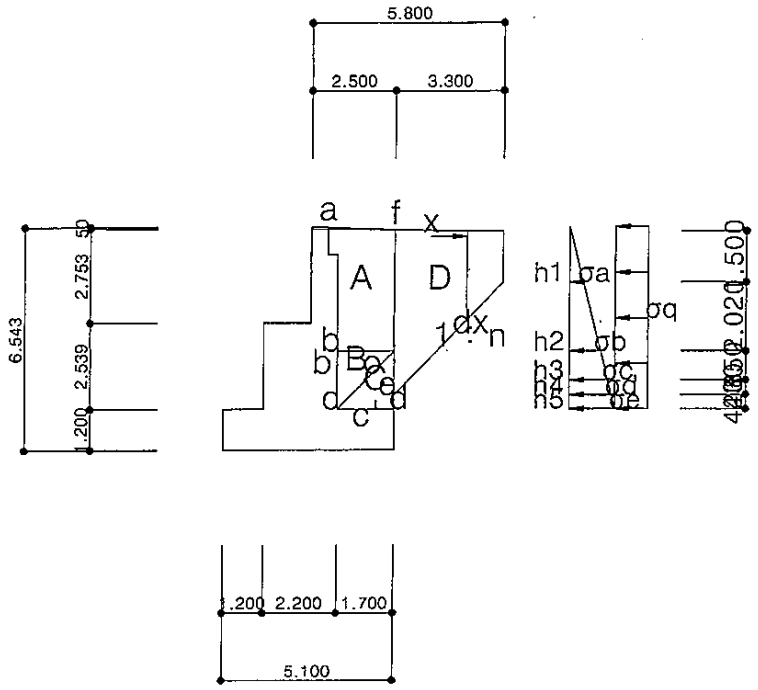
Sa는 작은 값인 449.56 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 449.56 ㎜) ∴ O.K

8. 날개벽 설계

2) 우측 날개벽

(1) 단면력 산정

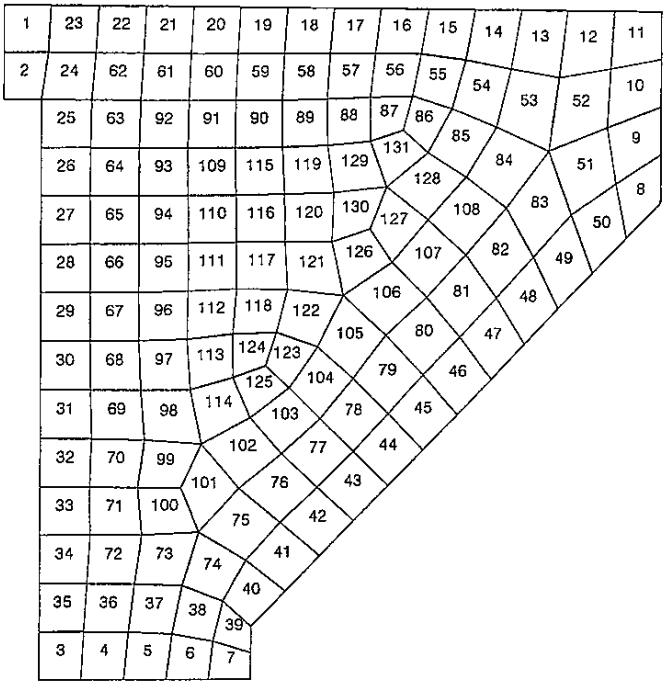


U = 1.700 · H + 1.700 · L

전지토압계수 Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin(25.0°) = 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)	115.320	224.135	119.609	254.646
전단력(kN)	98.385	117.943	100.388	227.374

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN·m)	67.835	131.844	70.358	149.792
전단력(kN)	57.874	69.378	59.052	133.749

(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	115.3	98.4

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1253.481 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.829]

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 (= 115.320 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.790]

* 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 (= 98.385 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	224.1	117.9

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2499.755 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.239]

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 (= 224.135 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.223]

* 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 (= 117.943 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	119.6	100.4

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1301.373 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.761]

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 (= 119.609 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.726]

* 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 (= 100.388 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	254.6	227.4

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2861.695 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.082]

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 (= 254.646 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.077]

* 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 (= 227.374 kN) , 전단보강 불필요.

(3) 사용성 검토

① D(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 67.835 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 87.399 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 / 87.40) - 2.5 x 70.50 = 724.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 87.40) = 720.83 mm
Sa는 작은 값인 720.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 720.83 mm) ∴ O.K

② A(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 131.844 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 127.318 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 / 127.32) - 2.5 x 69.00 = 446.03 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 127.32) = 494.82 mm
Sa는 작은 값인 446.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 446.03 mm) ∴ O.K

③ B(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.358 x 1000000 / [2292.000 x (370.000 - 94.092/3)]
= 90.650 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 / 90.65) - 2.5 x 70.50 = 692.48 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.65) = 694.98 mm

Sa는 작은 값인 692.48 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 692.48 mm) ∴ O.K

④ C(T=450 mm)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 149.792 x 1000000 / [3096.800 x (370.000 - 106.819/3)]
= 144.649 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 / 144.65) - 2.5 x 69.00 = 371.92 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 144.65) = 435.54 mm

Sa는 작은 값인 371.92 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 371.92 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 7.000 = 4.900 m

- 등분포 고정하중

Wd = 25.000 x 0.400 = 10.000 kN/m ; 접속판의 자중

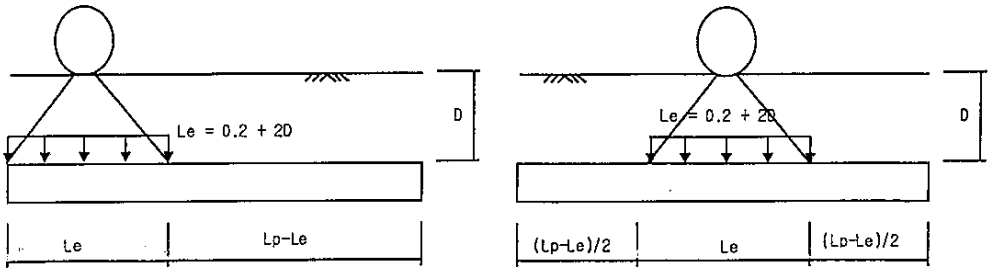
② 고정하중에 의한 부재력

Vd = 10.000 x 4.900 / 2 - 10.000 x 0. = 21.500 kN/m

Md = 10.000 x 4.900^2 / 8 = 30.013 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 4.900 x 0.300) / (2 x 4.900)

= 76.408 kN.m

Ml = Ps x Lp/2 x Le/2 - Ps x Le/2 x Le/4

= 416.000 x 4.900/2 x 0.200/2 - 416.000 x 0.200/2 x 0.200/4

= 99.840 kN.m

④ 단면력 산정

Vu = 1.30 x Vd + 2.15 x Vl

= 1.30 x 21.500 + 2.15 x 76.408

= 192.228 kN

Mu = 1.30 x Md + 2.15 x Ml

= 1.30 x 30.013 + 2.15 x 99.840

= 253.672 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	400.0	300.0	100.0	253.7	192.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (300.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01117

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2698.515 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.148]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.01032

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (300.00 - a/2) = 287.458 kN.m

≥ Mu (= 253.672 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.133]

* 전단에 대한 검토 (d = 300.00 mm)

ΦVc = 0.80 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.80 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 300.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 192.228 kN) , 전단보강 불필요.

* 주철근비(주철근이 차량 진행방향에 평행) [도로교설계기준 P.359]

55/√(4.900) = 24.85% < 최대 50 % 중 작은값 이상

소요 주철근 : 2698.5 ㎟

필요 철근량 : 2698.5 x 0.248 = 670.5 ㎟ < 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 400 = 800.0 ㎟ < 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)] = 129.853 x 1000000 / [3096.800 x (300.000 - 94.411/3)]

= 156.151 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x300.0/(7x3096.800)]

= 94.411 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

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

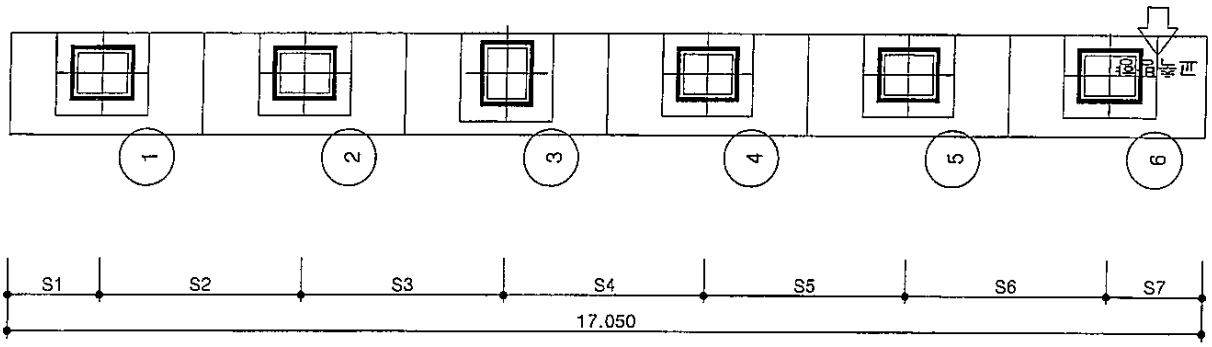
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.15) - 2.5 x 89.00 = 281.82 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 156.15) = 403.46 mm

Sa는 작은 값인 281.82 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 281.82 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 [illegible] = 425.500 mm

② 실제 연단거리

구분	필요연단	받침 규격		연단거리	비고
		교축방향	직각방향		
1	425.500	550.000	700.000	572.973	O.K
2	425.500	550.000	700.000	571.973	O.K
3	425.500	700.000	550.000	496.979	O.K
4	425.500	550.000	700.000	570.973	O.K
5	425.500	550.000	700.000	570.973	O.K
6	425.500	550.000	700.000	570.973	O.K

2) 최소 받침지지 길이 검토

① 최소 받침지지 길이

- 사각이 90.0° 이므로 받침선과 교축직각방향의 사잇각은 0.00°

$N = (200 + 1.67 \times L + 6.66 \times H) \times (1 + 0.000125 \times \theta^2)$ mm

$= (200 + 1.67 \times 45.100 + 6.66 \times 0.000) \times (1 + 0.000125 \times 0.00^2)$

= 275.317 mm

② 실제 받침지지 길이

N1 = 1400 - 50 - 50 = 1300 mm ≥ 275 mm ∴ O.K

3) 교량받침 수직력, 수평력 검토

구 분	수직력			수평력		
	허용값	상부반력	비 고	허용값	탄성지진력	비 고
SHOE 1	2000.000	1581.210	O.K	310.586	284.582	O.K
SHOE 2	2000.000	1594.318	O.K	310.586	284.991	O.K
SHOE 3	2000.000	1557.811	O.K	310.586	280.990	O.K
SHOE 4	2000.000	1542.057	O.K	310.586	279.776	O.K
SHOE 5	2000.000	1618.968	O.K	310.586	282.861	O.K
SHOE 6	2000.000	1674.868	O.K	310.586	283.799	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	1581.210	213.971	213.971	1548.000	1771.150	
2	1594.318	214.279	214.279	1547.000	1842.000	
3	1557.811	211.271	241.188	1397.000	1917.000	
4	1542.057	210.358	210.358	1546.000	1841.000	
5	1618.968	212.678	212.678	1546.000	1841.000	
6	1674.868	213.383	213.383	1546.000	1797.850	

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	3207.200	4369.200	O.K	3350.282	3574.800	O.K
2	3222.998	4369.200	O.K	3439.877	3574.800	O.K
3	2931.949	4369.200	O.K	3684.999	3972.000	O.K
4	3137.050	4369.200	O.K	3347.807	3574.800	O.K
5	3239.030	4369.200	O.K	3460.298	3574.800	O.K
6	3306.615	4369.200	O.K	3492.270	3574.800	O.K

③ 교량받침 콘크리트 보강철근

구 분	교축방향			직각방향		
	필요철근량	사용철근량	비 고	필요철근량	사용철근량	비 고
1	1426.474	8341.200	O.K	1426.474	8341.200	O.K
2	1428.527	8341.200	O.K	1428.527	8341.200	O.K
3	1408.470	8341.200	O.K	1607.917	8341.200	O.K
4	1402.388	8341.200	O.K	1402.388	8341.200	O.K
5	1417.850	8341.200	O.K	1417.850	8341.200	O.K
6	1422.554	8341.200	O.K	1422.554	8341.200	O.K

5) 교량받침 하면 보강 : 교량받침 2

① 교량받침에 작용하는 하중

- 연직하중 : 최대반력

P = 1594.318 kN

- 교축방향 수평하중 : 탄성지진력, 온도변화의 영향

Hx1 = 0 kN : 고정단이므로 온도변화의 영향은 고려하지 않는다

Hx2 = 284.991 / 1.33 = 214.279 kN

☞ 수평력은 Hx1, Hx2 중 큰 값인 214.279 kN를 적용한다.

- 교축직각방향 수평하중 : 탄성지진력, 풍하중의 영향

Hy1 = 0 kN : 가동단 받침이므로 풍하중은 적용되지 않는다.

Hy2 = 284.991 / 1.33 = 214.279 kN

☞ 수평력은 Hy1, Hy2 중 큰 값인 214.279 kN를 적용한다.

② 연직하중에 대한 보강

b1x = 550.000 mm b1y = 700.000 mm

b2x = 847.000 mm b2y = 1440.000 mm

bcx = 2 x b2x = 1694.000 mm < 5 x b1x = 2750.000 mm

bcy = 2 x b2y = 2880.000 mm < 5 x b1y = 3500.000 mm

Asx1 = 1/4 x (1 - b1x/bcx) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 550.000/1694.000) x 1594.318 x 10^3 /150.000

= 1794.470 mm^2

Asy1 = 1/4 x (1 - b1y/bcy) x P/fsa

= 1/4 x (1 - 700.000/2880.000) x 1594.318 x 10^3 /150.000

= 2011.350 mm^2

③ 수평하중에 대한 보강

Asx2 = Hx/fsa

= 214.279 x 10^3 / 150.000

= 1428.527 mm^2

Asy2 = Hy/fsa

= 214.279 x 10^3 / 150.000

= 1428.527 mm^2

④ 철근 보강 범위

- 교축직각방향 철근보강 범위

Bxo = b1x + b2y = 550.000 + 1440.000 = 1990.000 mm

여기서, 교좌중심에서의 연단거리 847.000 mm가 Bxo/2 = 995.000 mm보다 작으므로 보정필요

Bxo = b2x + (b1x + b2y)/2 = 847.000 + (550.000+1440.000)/2 = 1842.000 mm

- 교축방향 철근보강 범위

Byo = b1y + b2x = 700.000 + 847.000 = 1547.000 mm

⑤ 철근량 산정

- 교축직각방향

Asy = Asy1 + Asy2 = 2011.350 + 1428.527 = 3439.877 ㎟

Bxo = 1842.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 18 EA

As = 198.600 x 18 = 3574.800 ㎟ ∴ O.K

- 교축방향

Asx = Asx1 + Asx2 = 1794.470 + 1428.527 = 3222.998 ㎟

Byo = 1547.000 ㎜ 범위내에서 D16 - 22 EA

As = 198.600 x 22 = 4369.200 ㎟ ∴ O.K

6) 교량받침 콘크리트 보강 : 교량받침 2

① 교축직각방향

As2 = Hy/fsa = 214.279 x 10^3 / 150.000 = 1428.527 ㎟

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 ㎟ ∴ O.K

② 교축방향

As1 = Hx/fsa = 214.279 x 10^3 / 150.000 = 1428.527 ㎟

사용철근 : D16 - 20 EA + D16 - 22 EA

As = 198.600 x 20 + 198.600 x 22 = 8341.200 ㎟ ∴ O.K

11. 말뚝 검토

1) 설계조건

① 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식 두께(mm)	길이(m)
내부굴착강관말뚝	508	12	2	12.600

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이로 계산한다.

말뚝의 탄성계수 E = 205000.0 MPa

말뚝의 단면2차모멘트 I = π/64 x (0.504^4 - 0.484^4) = 0.0004736 m^4

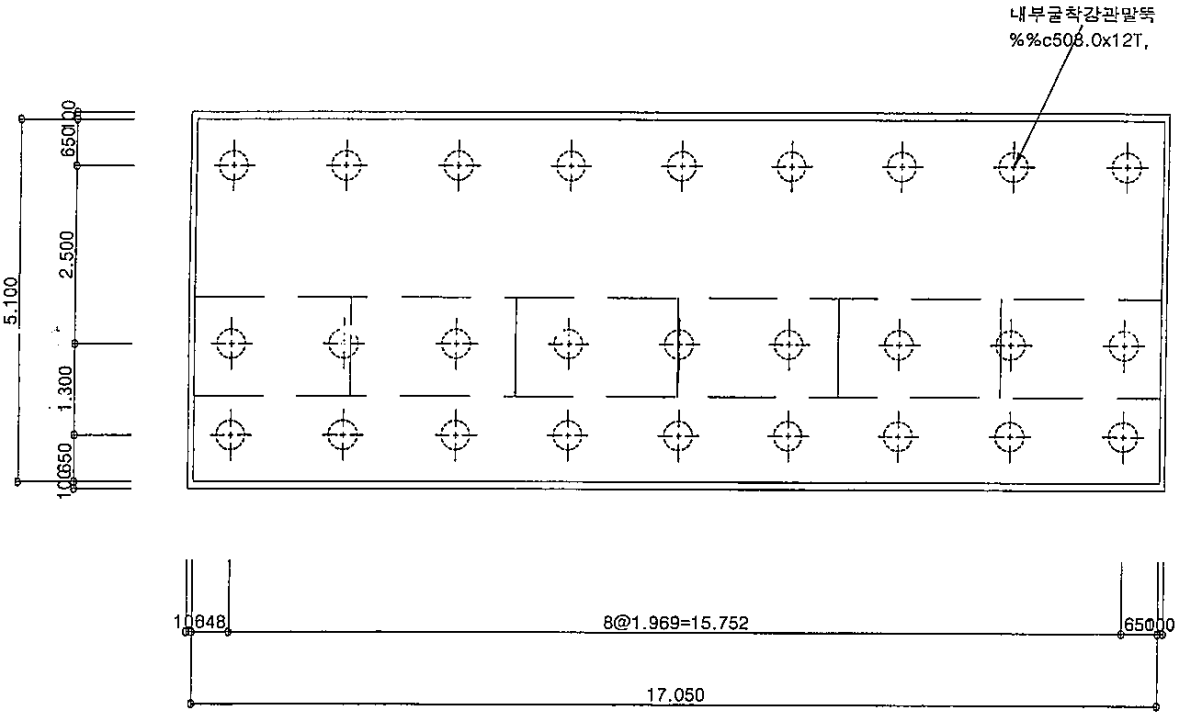
말뚝 머리의 평균 N치 N = 10

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	10648.373	2902.950	-841.221	하중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	10307.373	2559.086	-1525.491	고정하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 3	10307.373	3758.809	5617.518	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	20217.600	2902.950	2041.978	중+활하중+토압+온도하중(1+3+5
	COMBO 5	17653.689	2559.086	688.494	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 6	17653.689	5116.415	14493.679	+토압+지진하중+온도하중(2+4
계수하중	COMBO 1	14751.651	4935.015	103.262	중+활하중+토압+온도하중(1+3
	COMBO 2	14018.501	4350.446	-799.055	정하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 3	10307.373	3758.809	5617.518	하중+토압+지진하중+온도하중(2
	COMBO 4	29081.121	4935.015	4420.330	활하중+토압+온도하중(1+3+5+
	COMBO 5	23568.713	4350.446	2097.615	정하중+토압+온도하중(1+3+5+7
	COMBO 6	17653.689	5116.415	14493.679	+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 = 0.610

Kv = a x Ap x Ep / L = 154024.879 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 12.6000 = 5.367 ≥ 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 12.6000 = 6.498 ≥ 3 ∴ 반무한장 말뚝으로 설계한다.

4) 말뚝의 변위 및 부재력

① 말뚝머리 고정일 경우

가) 축직각방향 스프링정수

구 분	평상시	지진시	산 출 식	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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	810520.9	1438442.5
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{\left(K_v - K_1\right)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	-951360.1	-1394538.2
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4158671.7	4158671.7
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	$\sum \left\{\left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2 + K_3\right)x_i \sin\theta_i + K_4\right\}$	12574574.2	13045178.5
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	0.0038445	0.0025605	0.0002240	COMBO 1	0.0066927	0.0035472	0.0005146
COMBO 2	0.0033088	0.0024785	0.0001290	COMBO 2	0.0058087	0.0033709	0.0003759
COMBO 3	0.0033810	0.0024785	0.0007920	COMBO 3	0.0033810	0.0024785	0.0007920
COMBO 4	0.0041398	0.0048616	0.0004756	COMBO 4	0.0071349	0.0069929	0.0008913
COMBO 5	0.0035356	0.0042450	0.0003222	COMBO 5	0.0061055	0.0056674	0.0006287
COMBO 6	0.0051698	0.0042450	0.0016637	COMBO 6	0.0051698	0.0042450	0.0016637

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 5.170 ㎜ ≤ 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	0.0038445	0.0029413	0.0002240	453.027	107.517	-116.936
	2	0.0038445	0.0026501	0.0002240	408.183	107.517	-116.936
	3	0.0038445	0.0020902	0.0002240	321.943	107.517	-116.936
COMBO 2	1	0.0033088	0.0026979	0.0001290	415.537	94.781	-105.915
	2	0.0033088	0.0025301	0.0001290	389.703	94.781	-105.915
	3	0.0033088	0.0022076	0.0001290	340.024	94.781	-105.915
COMBO 3	1	0.0033810	0.0038250	0.0007920	589.147	139.215	-95.306
	2	0.0033810	0.0027953	0.0007920	430.553	139.215	-95.306
	3	0.0033810	0.0008152	0.0007920	125.564	139.215	-95.306
COMBO 4	1	0.0041398	0.0056701	0.0004756	873.332	107.517	-106.529
	2	0.0041398	0.0050518	0.0004756	778.102	107.517	-106.529
	3	0.0041398	0.0038628	0.0004756	594.967	107.517	-106.529
COMBO 5	1	0.0035356	0.0047928	0.0003222	738.218	94.781	-97.923
	2	0.0035356	0.0043739	0.0003222	673.684	94.781	-97.923
	3	0.0035356	0.0035683	0.0003222	549.609	94.781	-97.923
COMBO 6	1	0.0051698	0.0070733	0.0016637	1089.466	189.497	-100.407
	2	0.0051698	0.0049105	0.0016637	756.341	189.497	-100.407
	3	0.0051698	0.0007513	0.0016637	115.714	189.497	-100.407

- 계수하중 조합

구 분		δx(1)	δy(1)	α	Pn(1)	Ph(1)	Mt(1)
COMBO 1	1	0.0066927	0.0044220	0.0005146	681.092	182.778	-193.257
	2	0.0066927	0.0037530	0.0005146	578.060	182.778	-193.257
	3	0.0066927	0.0024666	0.0005146	379.921	182.778	-193.257
COMBO 2	1	0.0058087	0.0040100	0.0003759	617.637	161.128	-173.578
	2	0.0058087	0.0035213	0.0003759	542.365	161.128	-173.578
	3	0.0058087	0.0025815	0.0003759	397.609	161.128	-173.578
COMBO 3	1	0.0033810	0.0038250	0.0007920	589.147	139.215	-95.306
	2	0.0033810	0.0027953	0.0007920	430.553	139.215	-95.306
	3	0.0033810	0.0008152	0.0007920	125.564	139.215	-95.306
COMBO 4	1	0.0071349	0.0085082	0.0008913	1310.469	182.778	-177.674
	2	0.0071349	0.0073494	0.0008913	1131.994	182.778	-177.674
	3	0.0071349	0.0051211	0.0008913	788.773	182.778	-177.674
COMBO 5	1	0.0061055	0.0067362	0.0006287	1037.545	161.128	-163.122
	2	0.0061055	0.0059189	0.0006287	911.652	161.128	-163.122
	3	0.0061055	0.0043470	0.0006287	669.549	161.128	-163.122
COMBO 6	1	0.0051698	0.0070733	0.0016637	1089.466	189.497	-100.407
	2	0.0051698	0.0049105	0.0016637	756.341	189.497	-100.407
	3	0.0051698	0.0007513	0.0016637	115.714	189.497	-100.407

▣ 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	1.700	0	453.027	107.517	-116.936	9
	2	0.400	0	408.183	107.517	-116.936	9
	3	-2.100	0	321.943	107.517	-116.936	9
	계			10648.373	2902.950	-841.221	27
COMBO 2	1	1.700	0	415.537	94.781	-105.915	9
	2	0.400	0	389.703	94.781	-105.915	9
	3	-2.100	0	340.024	94.781	-105.915	9
	계			10307.373	2559.086	-1525.491	27
COMBO 3	1	1.700	0	589.147	139.215	-95.306	9
	2	0.400	0	430.553	139.215	-95.306	9
	3	-2.100	0	125.564	139.215	-95.306	9
	계			10307.373	3758.809	5617.518	27
COMBO 4	1	1.700	0	873.332	107.517	-106.529	9
	2	0.400	0	778.102	107.517	-106.529	9
	3	-2.100	0	594.967	107.517	-106.529	9
	계			20217.600	2902.950	2041.978	27
COMBO 5	1	1.700	0	738.218	94.781	-97.923	9
	2	0.400	0	673.694	94.781	-97.923	9
	3	-2.100	0	549.609	94.781	-97.923	9
	계			17653.689	2559.086	688.494	27
COMBO 6	1	1.700	0	1089.466	189.497	-100.407	9
	2	0.400	0	756.341	189.497	-100.407	9
	3	-2.100	0	115.714	189.497	-100.407	9
	계			17653.689	5116.415	14493.679	27

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.700	0	681.092	182.778	-193.257	9
	2	0.400	0	578.060	182.778	-193.257	9
	3	-2.100	0	379.921	182.778	-193.257	9
	계			14751.651	4935.015	103.262	27
COMBO 2	1	1.700	0	617.637	161.128	-173.578	9
	2	0.400	0	542.365	161.128	-173.578	9
	3	-2.100	0	397.609	161.128	-173.578	9
	계			14018.501	4350.446	-799.055	27
COMBO 3	1	1.700	0	589.147	139.215	-95.306	9
	2	0.400	0	430.553	139.215	-95.306	9
	3	-2.100	0	125.564	139.215	-95.306	9
	계			10307.373	3758.809	5617.518	27
COMBO 4	1	1.700	0	1310.469	182.778	-177.674	9
	2	0.400	0	1131.994	182.778	-177.674	9
	3	-2.100	0	788.773	182.778	-177.674	9
	계			29081.121	4935.015	4420.330	27
COMBO 5	1	1.700	0	1037.545	161.128	-163.122	9
	2	0.400	0	911.652	161.128	-163.122	9
	3	-2.100	0	669.549	161.128	-163.122	9
	계			23568.713	4350.446	2097.615	27
COMBO 6	1	1.700	0	1089.466	189.497	-100.407	9
	2	0.400	0	756.341	189.497	-100.407	9
	3	-2.100	0	115.714	189.497	-100.407	9
	계			17653.689	5116.415	14493.679	27

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

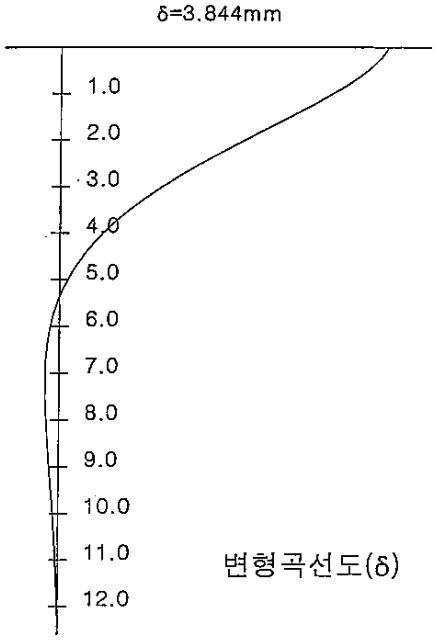
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

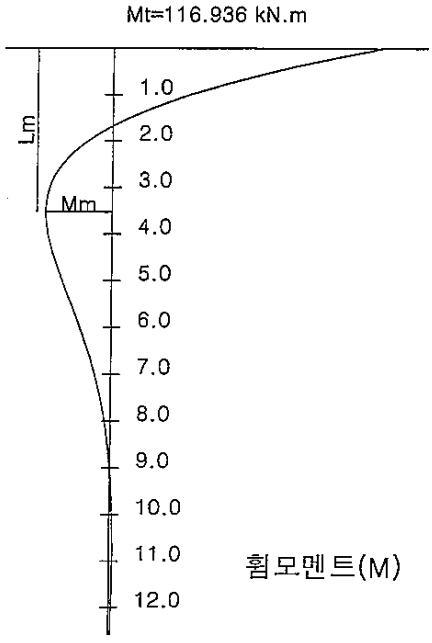
- 최대모멘트 및 깊이 : -28.304 kN.m, 3.515 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.844 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.844 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	116.936	-107.517	3.844	
0.840	43.410	-68.481	3.330	
1.680	-0.308	-37.136	2.483	
2.520	-21.625	-15.163	1.624	
3.360	-28.175	-1.705	0.913	
4.200	-26.332	5.179	0.402	
5.040	-20.716	7.617	0.080	
5.880	-14.261	7.445	-0.091	
6.720	-8.552	6.028	-0.159	
7.560	-4.230	4.256	-0.164	
8.400	-1.359	2.628	-0.136	
9.240	0.287	1.361	-0.099	
10.080	1.041	0.498	-0.063	
10.920	1.223	-0.013	-0.034	
11.760	1.093	-0.260	-0.014	
12.600	0.834	-0.335	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

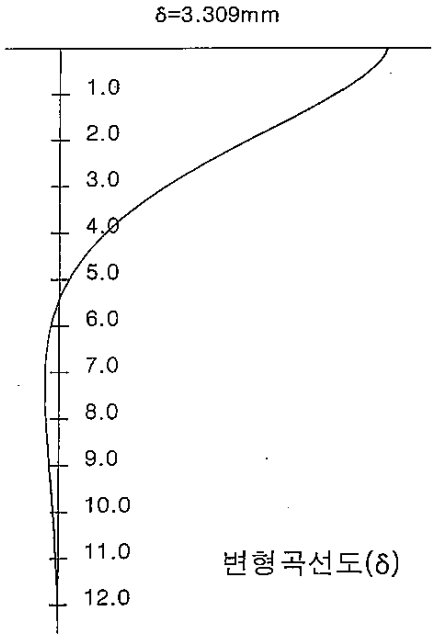
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

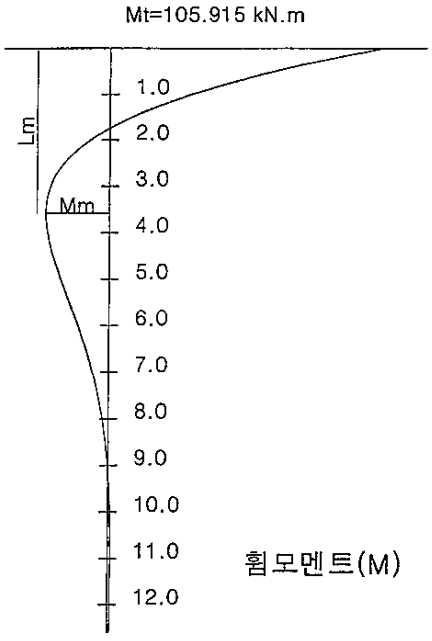
- 최대모멘트 및 깊이 : -24.290 kN.m, 3.575 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.309 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.309 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	105.915	-94.781	3.309	
0.840	40.814	-60.960	2.903	
1.680	1.680	-33.510	2.185	
2.520	-17.752	-14.091	1.443	
3.360	-24.074	-2.074	0.821	
4.200	-22.853	4.172	0.371	
5.040	-18.165	6.479	0.084	
5.880	-12.620	6.446	-0.071	
6.720	-7.650	5.276	-0.134	
7.560	-3.850	3.759	-0.141	
8.400	-1.303	2.345	-0.119	
9.240	0.175	1.233	-0.087	
10.080	0.867	0.469	-0.056	
10.920	1.049	0.012	-0.031	
11.760	0.951	-0.214	-0.013	
12.600	0.733	-0.286	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

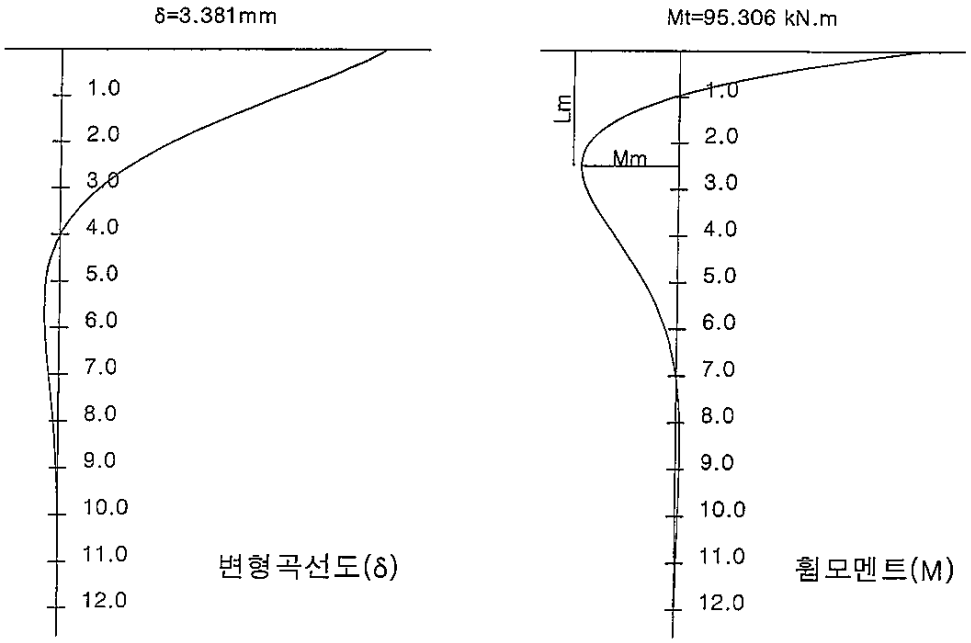
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -38.918 kN.m, 2.492 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.381 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.381 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(KN.m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	95.306	-139.215	3.381	
0.840	8.555	-70.794	2.492	
1.680	-30.002	-24.795	1.512	
2.520	-38.909	0.581	0.732	
3.360	-33.183	11.108	0.225	
4.200	-22.699	12.831	-0.042	
5.040	-12.765	10.432	-0.144	
5.880	-5.481	6.884	-0.152	
6.720	-1.085	3.716	-0.119	
7.560	1.028	1.480	-0.075	
8.400	1.666	0.180	-0.039	
9.240	1.529	-0.411	-0.014	
10.080	1.099	-0.559	0.000	
10.920	0.651	-0.485	0.006	
11.760	0.304	-0.336	0.007	
12.600	0.084	-0.192	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)

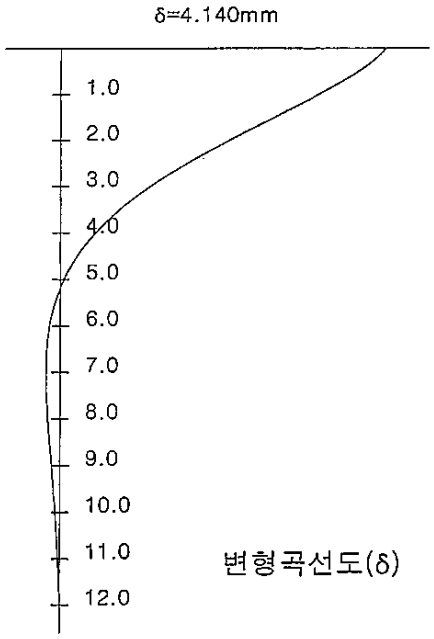
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

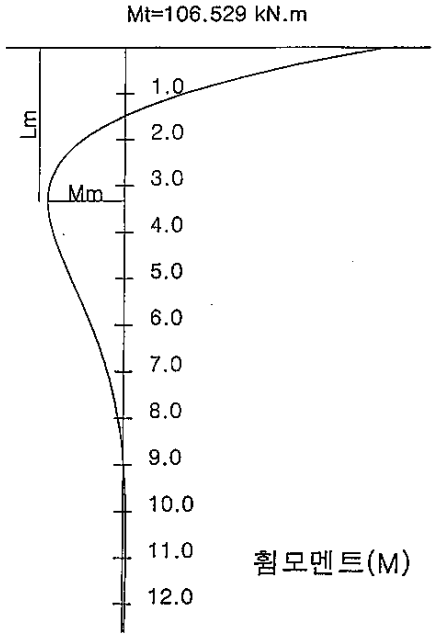
- 최대모멘트 및 깊이 : -30.991 kN.m, 3.325 m
- 말뚝머리부의 변위 : 4.140 mm
- 지표면에서의 변위 : 4.140 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	106.529	-107.517	4.140	
0.840	34.046	-66.310	3.452	
1.680	-7.485	-34.292	2.497	
2.520	-26.449	-12.499	1.583	
3.360	-30.984	0.393	0.853	
4.200	-27.653	6.625	0.343	
5.040	-21.073	8.486	0.033	
5.880	-14.083	7.876	-0.125	
6.720	-8.144	6.168	-0.180	
7.560	-3.783	4.228	-0.174	
8.400	-0.973	2.523	-0.140	
9.240	0.575	1.237	-0.099	
10.080	1.228	0.387	-0.061	
10.920	1.328	-0.097	-0.031	
11.760	1.139	-0.317	-0.011	
12.600	0.843	-0.368	0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

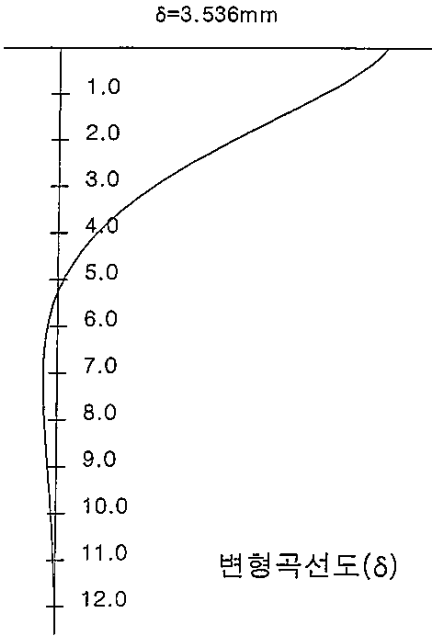
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -26.241 kN.m, 3.408 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.536 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.536 mm

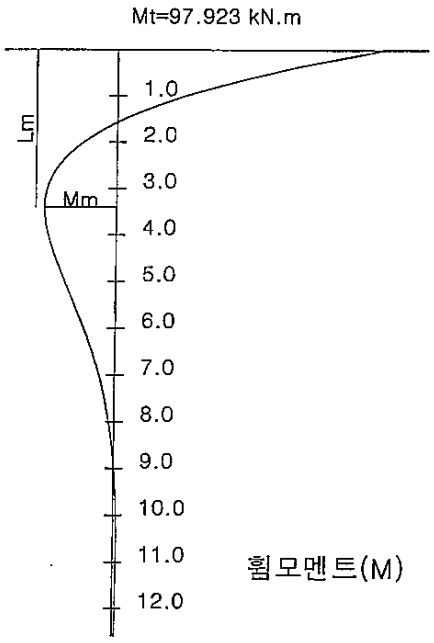
㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	97.923	-94.781	3.536	
0.840	33.624	-59.293	2.996	
1.680	-3.831	-31.326	2.196	
2.520	-21.456	-12.045	1.411	
3.360	-26.231	-0.463	0.775	
4.200	-23.868	5.283	0.325	
5.040	-18.439	7.146	0.047	
5.880	-12.484	6.777	-0.097	
6.720	-7.337	5.383	-0.150	
7.560	-3.507	3.738	-0.150	
8.400	-1.007	2.264	-0.122	
9.240	0.396	1.138	-0.087	
10.080	1.011	0.384	-0.054	
10.920	1.130	-0.053	-0.029	
11.760	0.986	-0.258	-0.011	
12.600	0.739	-0.311	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



변형곡선도(δ)



휨모멘트(M)

㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

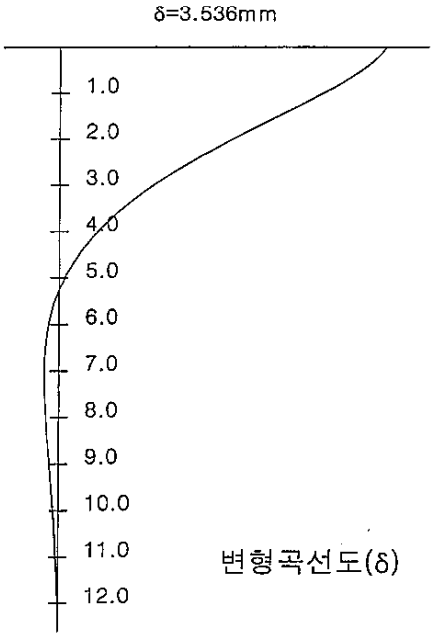
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

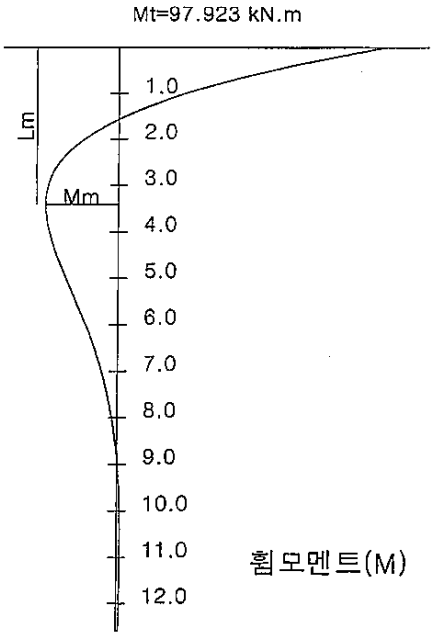
- 최대모멘트 및 깊이 : -26.241 kN.m, 3.408 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.536 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.536 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	97.923	-94.781	3.536	
0.840	33.624	-59.293	2.996	
1.680	-3.831	-31.326	2.196	
2.520	-21.456	-12.045	1.411	
3.360	-26.231	-0.463	0.775	
4.200	-23.868	5.283	0.325	
5.040	-18.439	7.146	0.047	
5.880	-12.484	6.777	-0.097	
6.720	-7.337	5.383	-0.150	
7.560	-3.507	3.738	-0.150	
8.400	-1.007	2.264	-0.122	
9.240	0.396	1.138	-0.087	
10.080	1.011	0.384	-0.054	
10.920	1.130	-0.053	-0.029	
11.760	0.986	-0.258	-0.011	
12.600	0.739	-0.311	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

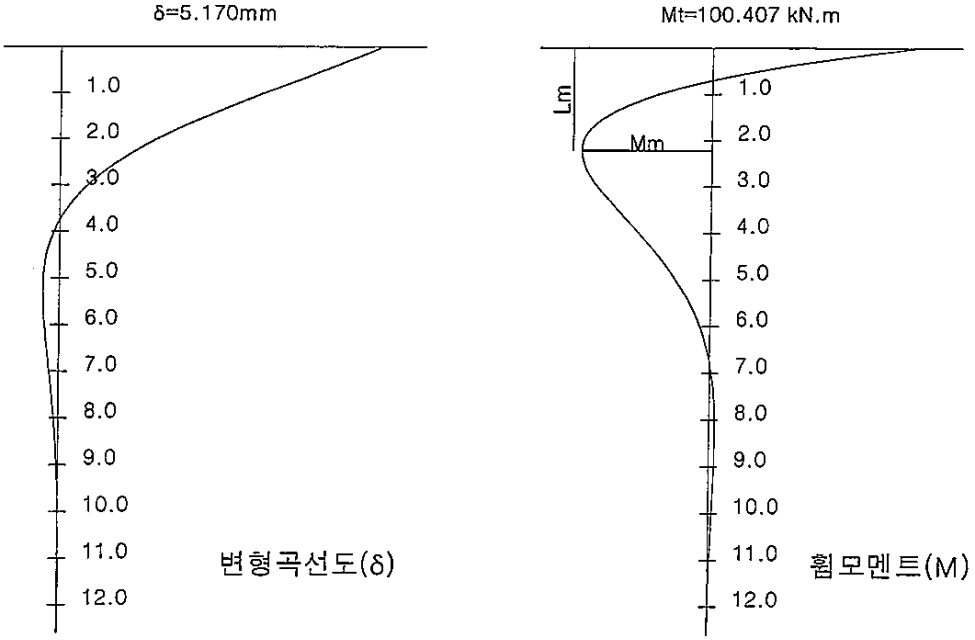
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -64.187 kN.m, 2.220 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.170 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.170 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	100.407	-189.497	5.170	
0.840	-13.593	-88.131	3.572	
1.680	-58.215	-24.060	2.030	
2.520	-62.805	8.735	0.888	
3.360	-49.447	20.397	0.192	
4.200	-31.795	20.335	-0.148	
5.040	-16.634	15.359	-0.255	
5.880	-6.210	9.529	-0.237	
6.720	-0.316	4.758	-0.172	
7.560	2.239	1.594	-0.103	
8.400	2.768	-0.125	-0.049	
9.240	2.317	-0.817	-0.014	
10.080	1.563	-0.909	0.004	
10.920	0.866	-0.726	0.011	
11.760	0.362	-0.473	0.011	
12.600	0.062	-0.251	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

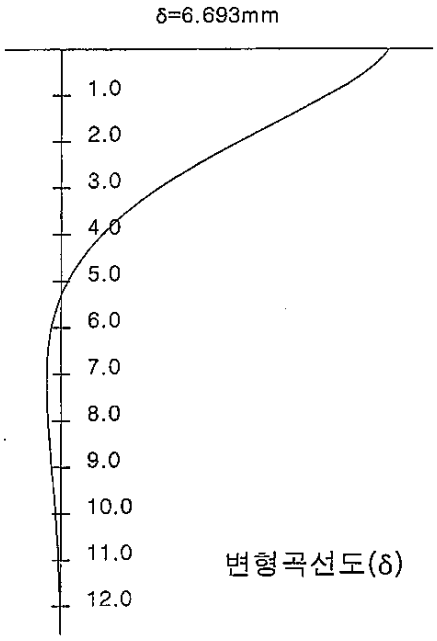
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

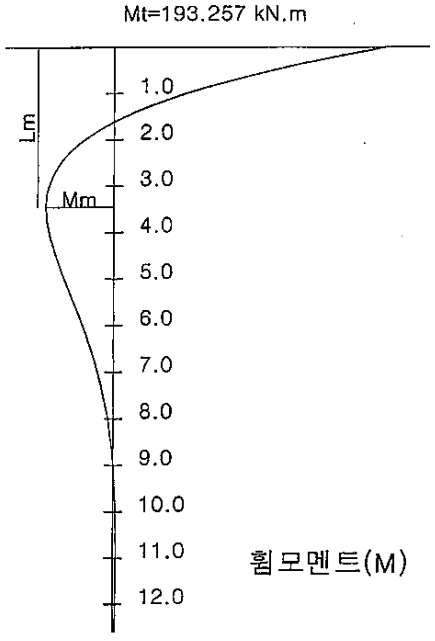
- 최대모멘트 및 깊이 : -49.475 kN.m, 3.455 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.693 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.693 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	193.257	-182.778	6.693	
0.840	68.818	-115.263	5.726	
1.680	-4.340	-61.619	4.228	
2.520	-39.328	-24.360	2.739	
3.360	-49.391	-1.783	1.521	
4.200	-45.467	9.573	0.653	
5.040	-35.407	13.411	0.111	
5.880	-24.150	12.886	-0.173	
6.720	-14.322	10.322	-0.281	
7.560	-6.953	7.220	-0.284	
8.400	-2.105	4.411	-0.234	
9.240	0.641	2.248	-0.168	
10.080	1.869	0.788	-0.106	
10.920	2.135	-0.067	-0.056	
11.760	1.883	-0.473	-0.022	
12.600	1.422	-0.587	-0.001	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

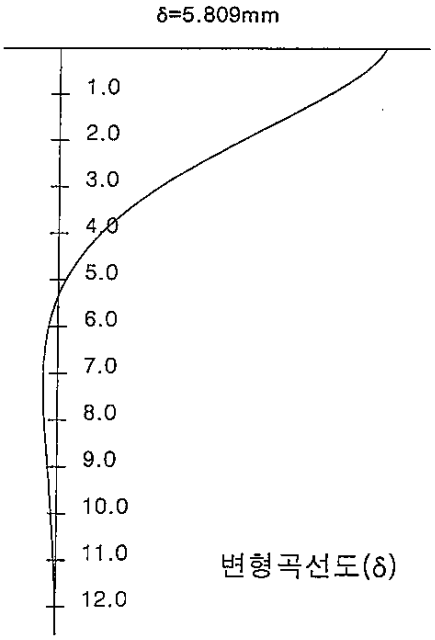
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

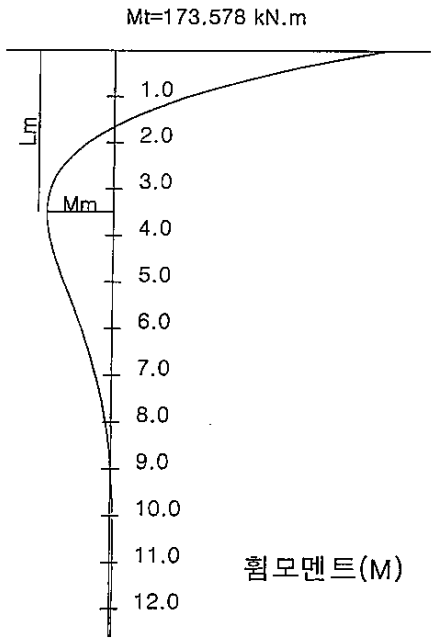
- 최대모멘트 및 깊이 : -42.820 kN.m, 3.495 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.809 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.809 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	173.578	-161.128	5.809	
0.840	63.557	-102.280	5.011	
1.680	-1.610	-55.198	3.723	
2.520	-33.180	-22.297	2.427	
3.360	-42.673	-2.220	1.359	
4.200	-39.673	7.993	0.593	
5.040	-31.103	11.554	0.113	
5.880	-21.344	11.227	-0.142	
6.720	-12.751	9.056	-0.241	
7.560	-6.267	6.374	-0.247	
8.400	-1.975	3.921	-0.205	
9.240	0.477	2.020	-0.148	
10.080	1.590	0.729	-0.094	
10.920	1.850	-0.033	-0.050	
11.760	1.645	-0.399	-0.020	
12.600	1.251	-0.507	-0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉯ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

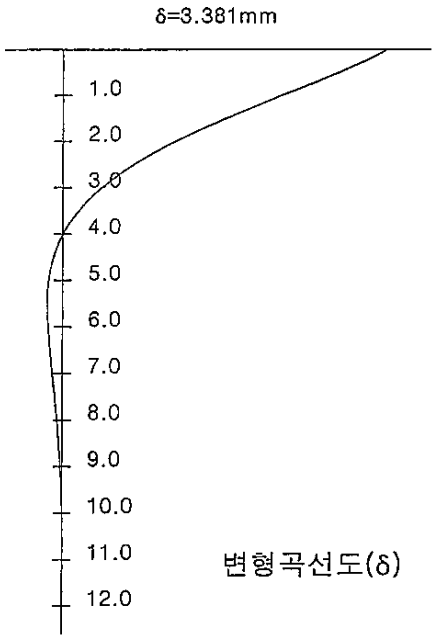
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

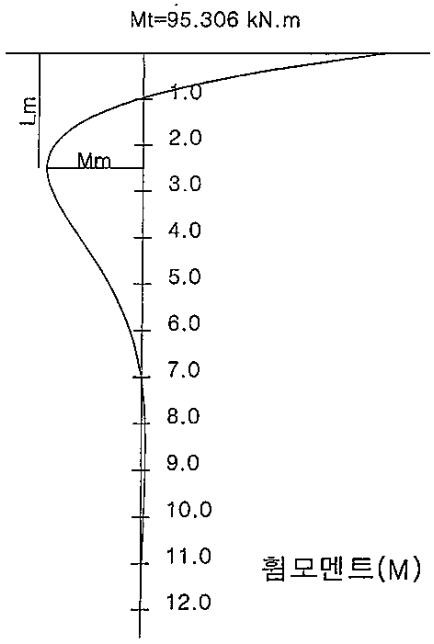
- 최대모멘트 및 깊이 : -38.918 kN.m, 2.492 m
- 말뚝머리부의 변위 : 3.381 mm
- 지표면에서의 변위 : 3.381 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	95.306	-139.215	3.381	
0.840	8.555	-70.794	2.492	
1.680	-30.002	-24.795	1.512	
2.520	-38.909	0.581	0.732	
3.360	-33.183	11.108	0.225	
4.200	-22.699	12.831	-0.042	
5.040	-12.765	10.432	-0.144	
5.880	-5.481	6.884	-0.152	
6.720	-1.085	3.716	-0.119	
7.560	1.028	1.480	-0.075	
8.400	1.666	0.180	-0.039	
9.240	1.529	-0.411	-0.014	
10.080	1.099	-0.559	0.000	
10.920	0.651	-0.485	0.006	
11.760	0.304	-0.336	0.007	
12.600	0.084	-0.192	0.006	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉣ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

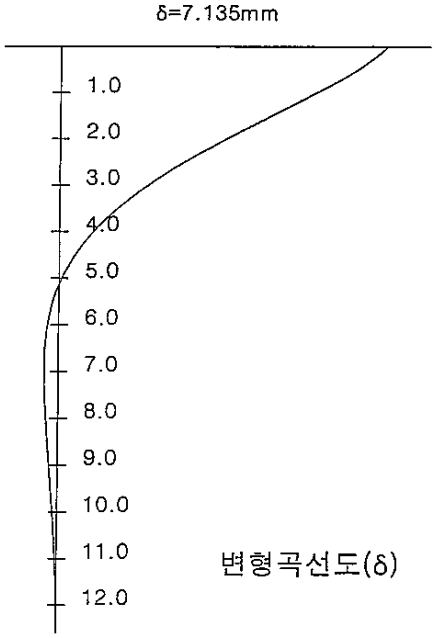
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

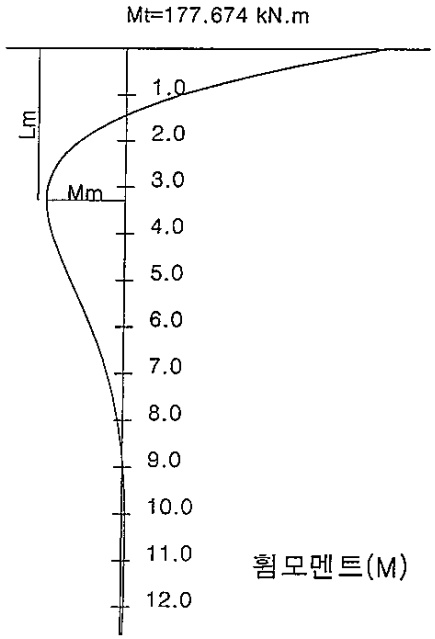
- 최대모멘트 및 깊이 : -53.646 kN.m, 3.288 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.135 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.135 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(KN m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	177.674	-182.778	7.135	
0.840	54.796	-112.012	5.908	
1.680	-15.087	-57.360	4.250	
2.520	-46.550	-20.372	2.678	
3.360	-53.597	1.359	1.431	
4.200	-47.445	11.739	0.564	
5.040	-35.942	14.712	0.040	
5.880	-23.883	13.531	-0.224	
6.720	-13.711	10.531	-0.312	
7.560	-6.283	7.179	-0.300	
8.400	-1.527	4.254	-0.240	
9.240	1.072	2.063	-0.168	
10.080	2.150	0.622	-0.102	
10.920	2.292	-0.193	-0.052	
11.760	1.952	-0.558	-0.018	
12.600	1.435	-0.636	0.002	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉰ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7+9)

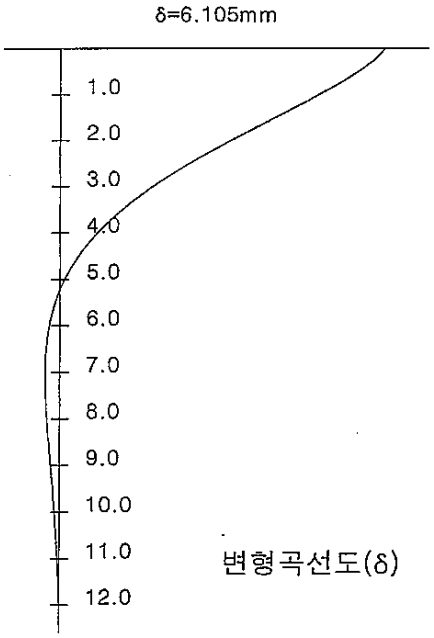
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

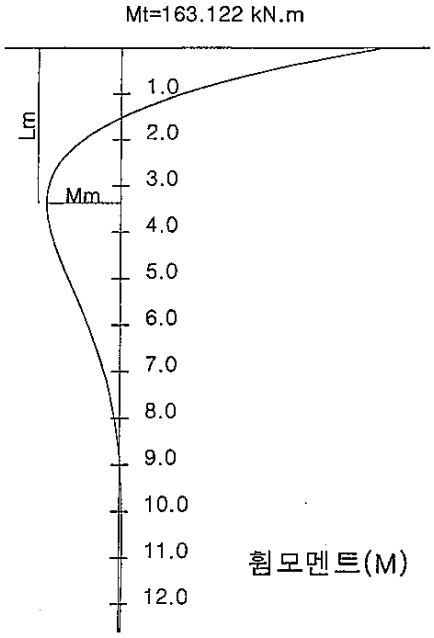
- 최대모멘트 및 깊이 : -45.496 kN.m, 3.367 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.105 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.105 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	163.122	-161.128	6.105	
0.840	54.149	-100.099	5.132	
1.680	-8.821	-52.340	3.737	
2.520	-38.026	-19.621	2.386	
3.360	-45.495	-0.111	1.299	
4.200	-41.000	9.446	0.534	
5.040	-31.462	12.427	0.065	
5.880	-21.165	11.659	-0.176	
6.720	-12.342	9.196	-0.262	
7.560	-5.818	6.346	-0.258	
8.400	-1.587	3.816	-0.209	
9.240	0.765	1.896	-0.148	
10.080	1.778	0.618	-0.092	
10.920	1.955	-0.118	-0.048	
11.760	1.692	-0.456	-0.018	
12.600	1.260	-0.540	0.000	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도





㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6+9+11)

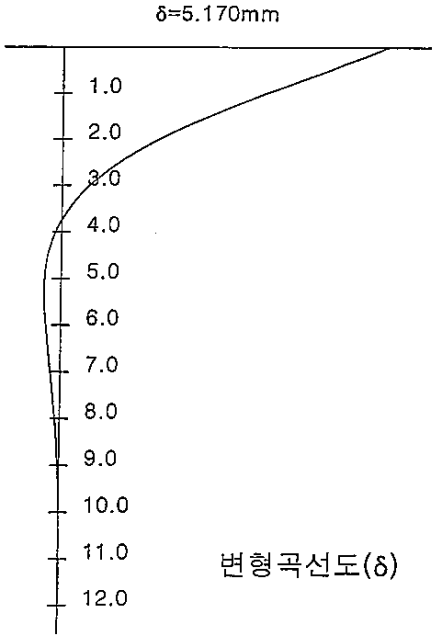
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

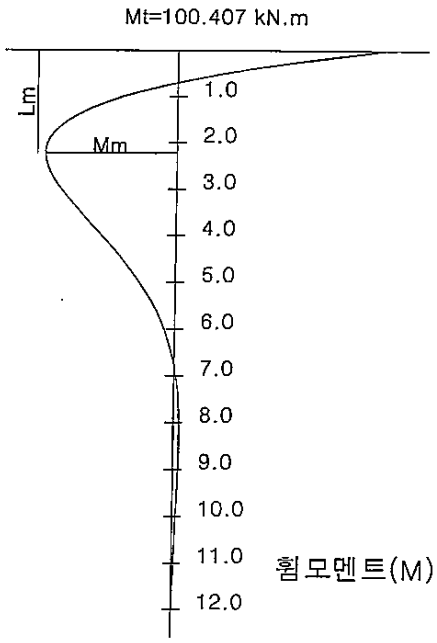
- 최대모멘트 및 깊이 : -64.187 kN.m, 2.220 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.170 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.170 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	100.407	-189.497	5.170	
0.840	-13.593	-88.131	3.572	
1.680	-58.215	-24.060	2.030	
2.520	-62.805	8.735	0.888	
3.360	-49.447	20.397	0.192	
4.200	-31.795	20.335	-0.148	
5.040	-16.634	15.359	-0.255	
5.880	-6.210	9.529	-0.237	
6.720	-0.316	4.758	-0.172	
7.560	2.239	1.594	-0.103	
8.400	2.768	-0.125	-0.049	
9.240	2.317	-0.817	-0.014	
10.080	1.563	-0.909	0.004	
10.920	0.866	-0.726	0.011	
11.760	0.362	-0.473	0.011	
12.600	0.062	-0.251	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 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	$\sum \left(K_1 \cos^2\theta_i + K_v \sin^2\theta_i\right)$	405260.5	719221.2
Axy,Ayx	$\sum \left(K_v - K_1\right)\sin\theta_i \cos\theta_i$	0.0	0.0
Axa,Aax	$\sum \left\{(K_v - K_1)x_i \sin\theta_i \cos\theta_i - K_2 \cos\theta_i\right\}$	0.0	0.0
Ayy	$\sum \left(K_v \cos^2\theta_i + K_1 \sin^2\theta_i\right)$	4158671.7	4158671.7
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	$\sum\left\{\left(K_v\cos^2\theta_i + K_1\sin^2\theta_i\right)x_i^2 + \left(K_2+K_3\right)x_i\sin\theta_i + K_4\right\}$	10341230.4	10341230.4
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	0.0071632	0.0025605	-0.0000813	COMBO 1	0.0121774	0.0035472	0.0000100
COMBO 2	0.0063147	0.0024785	-0.0001475	COMBO 2	0.0107349	0.0033709	-0.0000773
COMBO 3	0.0052262	0.0024785	0.0005432	COMBO 3	0.0052262	0.0024785	0.0005432
COMBO 4	0.0071632	0.0048616	0.0001975	COMBO 4	0.0121774	0.0069929	0.0004274
COMBO 5	0.0063147	0.0042450	0.0000666	COMBO 5	0.0107349	0.0056674	0.0002028
COMBO 6	0.0071138	0.0042450	0.0014015	COMBO 6	0.0071138	0.0042450	0.0014015

* 말뚝의 수평변위 검토

말뚝의 수평변위 = 7.163 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	0.0071632	0.0024222	-0.0000813	373.084	107.517	0.000
	2	0.0071632	0.0025280	-0.0000813	389.372	107.517	0.000
	3	0.0071632	0.0027313	-0.0000813	420.696	107.517	0.000
COMBO 2	1	0.0063147	0.0022277	-0.0001475	343.129	94.781	0.000
	2	0.0063147	0.0024195	-0.0001475	372.666	94.781	0.000
	3	0.0063147	0.0027883	-0.0001475	429.469	94.781	0.000
COMBO 3	1	0.0052262	0.0034020	0.0005432	523.991	139.215	0.000
	2	0.0052262	0.0026958	0.0005432	415.222	139.215	0.000
	3	0.0052262	0.0013378	0.0005432	206.050	139.215	0.000
COMBO 4	1	0.0071632	0.0051972	0.0001975	800.503	107.517	0.000
	2	0.0071632	0.0049405	0.0001975	760.965	107.517	0.000
	3	0.0071632	0.0044469	0.0001975	684.931	107.517	0.000
COMBO 5	1	0.0063147	0.0043582	0.0000666	671.273	94.781	0.000
	2	0.0063147	0.0042717	0.0000666	657.942	94.781	0.000
	3	0.0063147	0.0041052	0.0000666	632.306	94.781	0.000
COMBO 6	1	0.0071138	0.0066277	0.0014015	1020.824	189.497	0.000
	2	0.0071138	0.0048056	0.0014015	740.189	189.497	0.000
	3	0.0071138	0.0013018	0.0014015	200.508	189.497	0.000

- 계수하중 조합

구 분		δx(i)	δy(i)	α	Rn(i)	Ph(i)	Mt(i)
COMBO 1	1	0.0121774	0.0035642	0.0000100	548.972	182.778	0.000
	2	0.0121774	0.0035512	0.0000100	546.973	182.778	0.000
	3	0.0121774	0.0035262	0.0000100	543.128	182.778	0.000
COMBO 2	1	0.0107349	0.0032396	-0.0000773	498.972	161.128	0.000
	2	0.0107349	0.0033400	-0.0000773	514.443	161.128	0.000
	3	0.0107349	0.0035332	-0.0000773	544.197	161.128	0.000
COMBO 3	1	0.0052262	0.0034020	0.0005432	523.991	139.215	0.000
	2	0.0052262	0.0026958	0.0005432	415.222	139.215	0.000
	3	0.0052262	0.0013378	0.0005432	206.050	139.215	0.000
COMBO 4	1	0.0121774	0.0077195	0.0004274	1189.002	182.778	0.000
	2	0.0121774	0.0071639	0.0004274	1103.414	182.778	0.000
	3	0.0121774	0.0060952	0.0004274	938.820	182.778	0.000
COMBO 5	1	0.0107349	0.0060122	0.0002028	926.027	161.128	0.000
	2	0.0107349	0.0057485	0.0002028	885.412	161.128	0.000
	3	0.0107349	0.0052414	0.0002028	807.306	161.128	0.000
COMBO 6	1	0.0071138	0.0066277	0.0014015	1020.824	189.497	0.000
	2	0.0071138	0.0048056	0.0014015	740.189	189.497	0.000
	3	0.0071138	0.0013018	0.0014015	200.508	189.497	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

구분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	본수
COMBO 1	1	1.700	0	373.084	107.517	0.000	9
	2	0.400	0	389.372	107.517	0.000	9
	3	-2.100	0	420.696	107.517	0.000	9
	계			10648.373	2902.950	0.000	27
COMBO 2	1	1.700	0	343.129	94.781	0.000	9
	2	0.400	0	372.666	94.781	0.000	9
	3	-2.100	0	429.469	94.781	0.000	9
	계			10307.373	2559.086	0.000	27
COMBO 3	1	1.700	0	523.991	139.215	0.000	9
	2	0.400	0	415.222	139.215	0.000	9
	3	-2.100	0	206.050	139.215	0.000	9
	계			10307.373	3758.809	0.000	27
COMBO 4	1	1.700	0	800.503	107.517	0.000	9
	2	0.400	0	760.965	107.517	0.000	9
	3	-2.100	0	684.931	107.517	0.000	9
	계			20217.600	2902.950	0.000	27
COMBO 5	1	1.700	0	671.273	94.781	0.000	9
	2	0.400	0	657.942	94.781	0.000	9
	3	-2.100	0	632.306	94.781	0.000	9
	계			17653.689	2559.086	0.000	27
COMBO 6	1	1.700	0	1020.824	189.497	0.000	9
	2	0.400	0	740.189	189.497	0.000	9
	3	-2.100	0	200.508	189.497	0.000	9
	계			17653.689	5116.415	0.000	27

- 계수하중 조합

구 분		수평거리	각도	축력	수평력	모멘트	보수
COMBO 1	1	1.700	0	548.972	182.778	0.000	9
	2	0.400	0	546.973	182.778	0.000	9
	3	-2.100	0	543.128	182.778	0.000	9
	계			14751.651	4935.015	0.000	27
COMBO 2	1	1.700	0	498.972	161.128	0.000	9
	2	0.400	0	514.443	161.128	0.000	9
	3	-2.100	0	544.197	161.128	0.000	9
	계			14018.501	4350.446	0.000	27
COMBO 3	1	1.700	0	523.991	139.215	0.000	9
	2	0.400	0	415.222	139.215	0.000	9
	3	-2.100	0	206.050	139.215	0.000	9
	계			10307.373	3758.809	0.000	27
COMBO 4	1	1.700	0	1189.002	182.778	0.000	9
	2	0.400	0	1103.414	182.778	0.000	9
	3	-2.100	0	938.820	182.778	0.000	9
	계			29081.121	4935.015	0.000	27
COMBO 5	1	1.700	0	926.027	161.128	0.000	9
	2	0.400	0	885.412	161.128	0.000	9
	3	-2.100	0	807.306	161.128	0.000	9
	계			23568.713	4350.446	0.000	27
COMBO 6	1	1.700	0	1020.824	189.497	0.000	9
	2	0.400	0	740.189	189.497	0.000	9
	3	-2.100	0	200.508	189.497	0.000	9
	계			17653.689	5116.415	0.000	27

라) 말뚝의 변위 및 부재력 : 사용하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

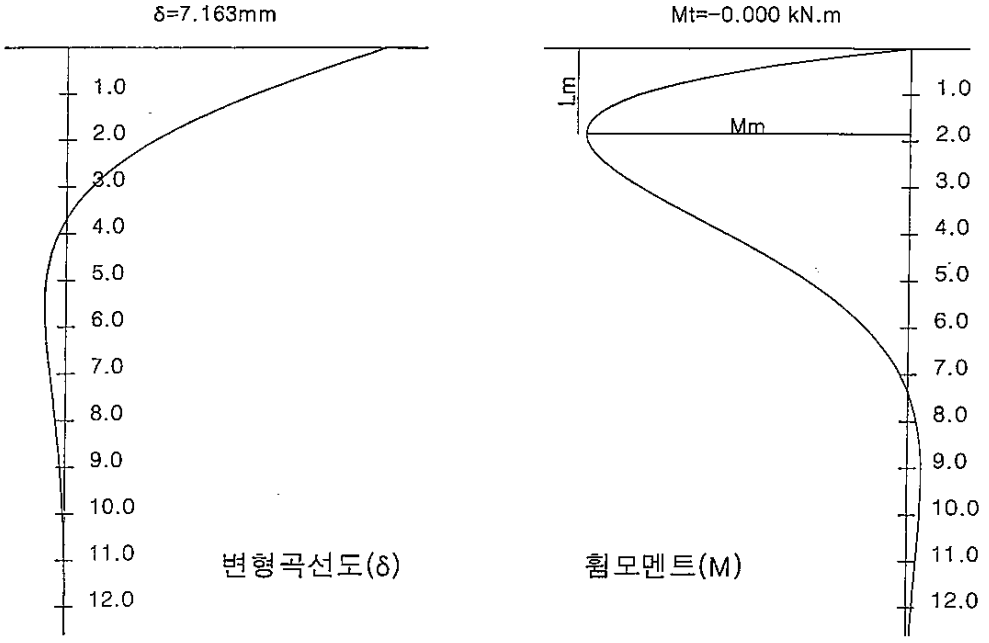
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -81.372 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.163 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.163 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-107.517	7.163	
0.840	-61.808	-44.085	4.691	
1.680	-80.958	-5.181	2.643	
2.520	-75.824	14.766	1.168	
3.360	-59.737	21.874	0.238	
4.200	-41.177	21.432	-0.259	
5.040	-24.730	17.378	-0.456	
5.880	-12.261	12.285	-0.470	
6.720	-3.971	7.595	-0.393	
7.560	0.794	3.943	-0.285	
8.400	2.981	1.451	-0.181	
9.240	3.516	-0.027	-0.098	
10.080	3.148	-0.745	-0.040	
10.920	2.405	-0.962	-0.004	
11.760	1.611	-0.896	0.014	
12.600	0.934	-0.704	0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5)

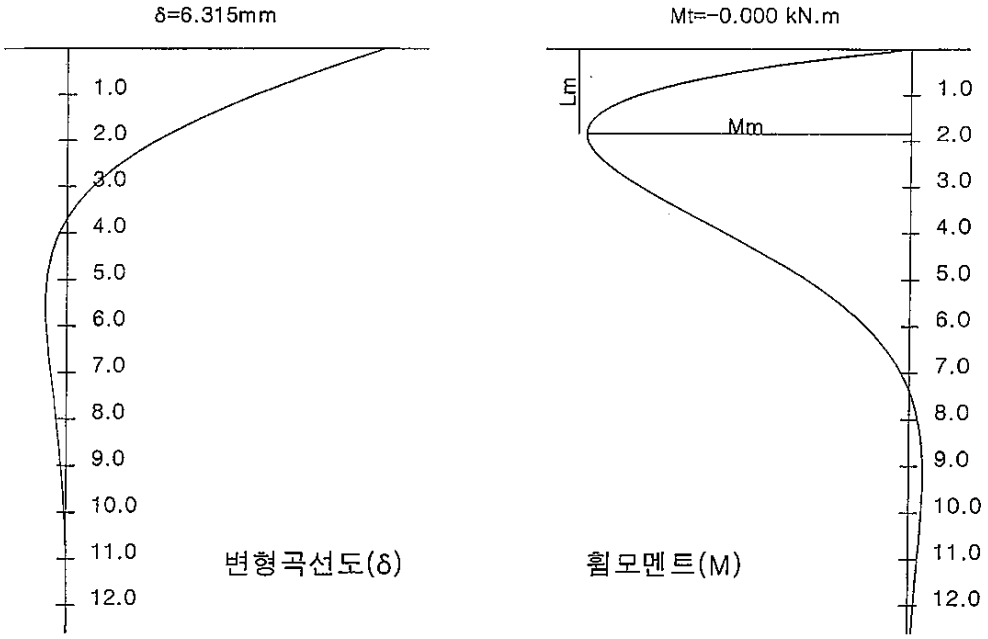
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -71.734 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.315 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.315 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-94.781	6.315	
0.840	-54.487	-38.863	4.136	
1.680	-71.368	-4.567	2.330	
2.520	-66.842	13.017	1.030	
3.360	-52.661	19.283	0.210	
4.200	-36.299	18.893	-0.229	
5.040	-21.801	15.320	-0.402	
5.880	-10.809	10.830	-0.415	
6.720	-3.500	6.696	-0.347	
7.560	0.700	3.476	-0.251	
8.400	2.628	1.279	-0.160	
9.240	3.100	-0.024	-0.086	
10.080	2.775	-0.656	-0.035	
10.920	2.120	-0.848	-0.004	
11.760	1.420	-0.790	0.012	
12.600	0.823	-0.620	0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+은도하중(2+4+6)

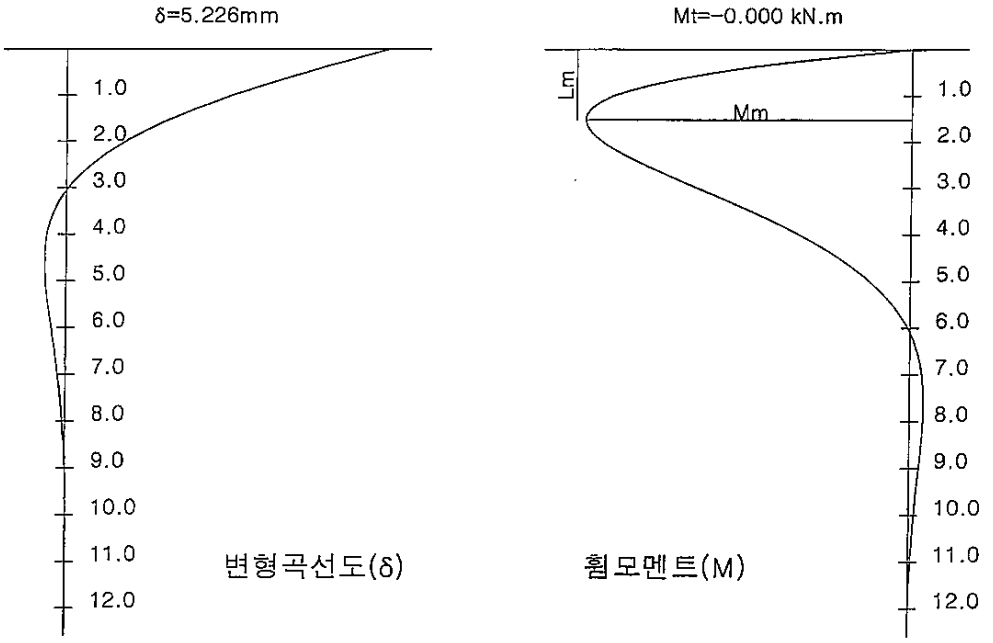
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.025 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.226 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.226 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(KN.m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-139.215	5.226	
0.840	-73.477	-44.035	3.076	
1.680	-86.484	6.702	1.423	
2.520	-70.901	26.402	0.382	
3.360	-47.091	28.258	-0.149	
4.200	-25.618	22.160	-0.336	
5.040	-10.353	14.202	-0.333	
5.880	-1.416	7.399	-0.250	
6.720	2.687	2.738	-0.155	
7.560	3.758	0.112	-0.077	
8.400	3.293	-1.020	-0.025	
9.240	2.296	-1.247	0.002	
10.080	1.318	-1.039	0.013	
10.920	0.586	-0.699	0.015	
11.760	0.136	-0.386	0.012	
12.600	-0.087	-0.160	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9)

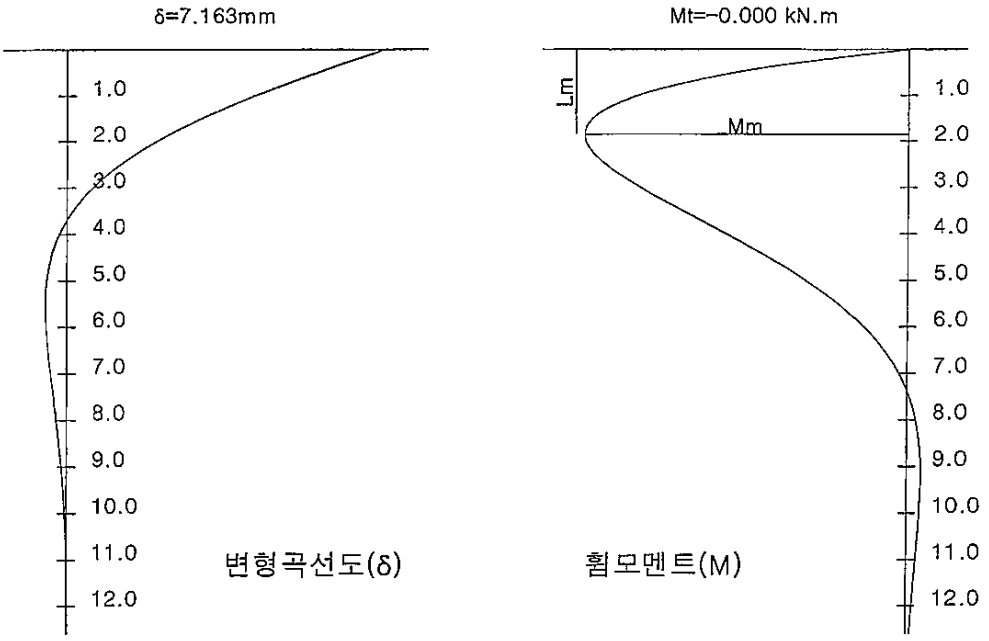
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -81.372 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.163 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.163 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-107.517	7.163	
0.840	-61.808	-44.085	4.691	
1.680	-80.958	-5.181	2.643	
2.520	-75.824	14.766	1.168	
3.360	-59.737	21.874	0.238	
4.200	-41.177	21.432	-0.259	
5.040	-24.730	17.378	-0.456	
5.880	-12.261	12.285	-0.470	
6.720	-3.971	7.595	-0.393	
7.560	0.794	3.943	-0.285	
8.400	2.981	1.451	-0.181	
9.240	3.516	-0.027	-0.098	
10.080	3.148	-0.745	-0.040	
10.920	2.405	-0.962	-0.004	
11.760	1.611	-0.896	0.014	
12.600	0.934	-0.704	0.020	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉤ COMBO 5 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+8)

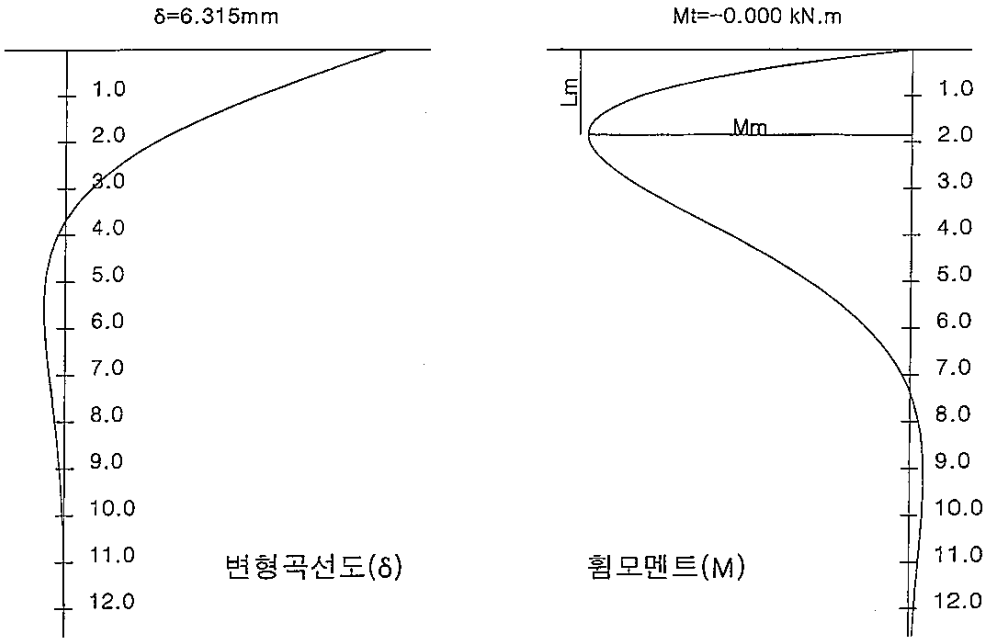
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -71.734 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 6.315 mm
- 지표면에서의 변위 : 6.315 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(KN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-94.781	6.315	
0.840	-54.487	-38.863	4.136	
1.680	-71.368	-4.567	2.330	
2.520	-66.842	13.017	1.030	
3.360	-52.661	19.283	0.210	
4.200	-36.299	18.893	-0.229	
5.040	-21.801	15.320	-0.402	
5.880	-10.809	10.830	-0.415	
6.720	-3.500	6.696	-0.347	
7.560	0.700	3.476	-0.251	
8.400	2.628	1.279	-0.160	
9.240	3.100	-0.024	-0.086	
10.080	2.775	-0.656	-0.035	
10.920	2.120	-0.848	-0.004	
11.760	1.420	-0.790	0.012	
12.600	0.823	-0.620	0.018	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㈐ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+8+10)

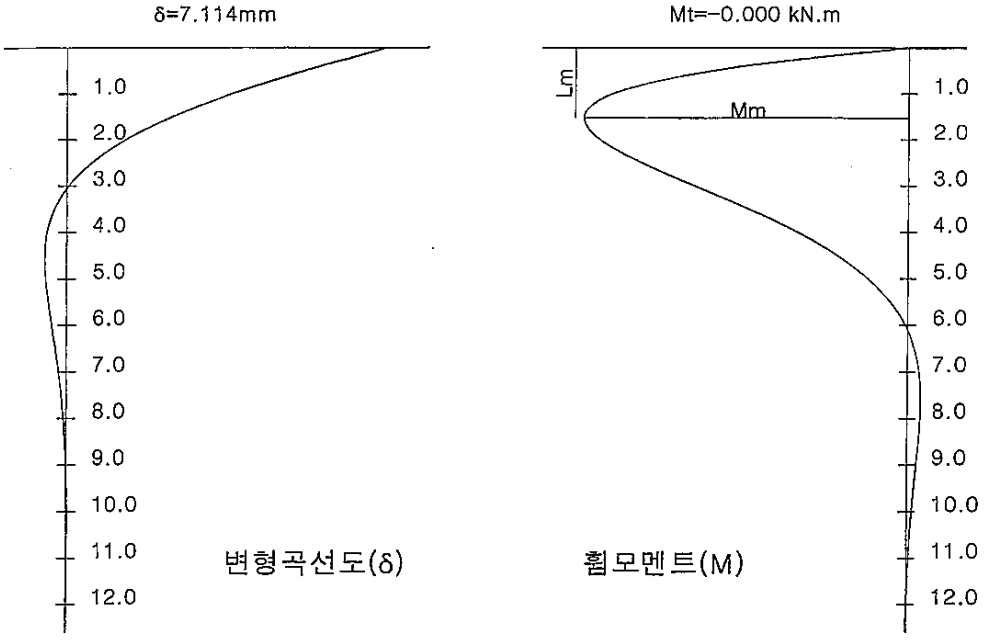
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -118.457 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.114 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.114 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(KN·m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-189.497	7.114	
0.840	-100.015	-59.940	4.187	
1.680	-117.720	9.122	1.937	
2.520	-96.509	35.938	0.519	
3.360	-64.099	38.465	-0.203	
4.200	-34.870	30.164	-0.457	
5.040	-14.093	19.332	-0.453	
5.880	-1.927	10.072	-0.341	
6.720	3.657	3.727	-0.211	
7.560	5.115	0.152	-0.105	
8.400	4.483	-1.388	-0.035	
9.240	3.126	-1.698	0.003	
10.080	1.794	-1.415	0.018	
10.920	0.798	-0.951	0.020	
11.760	0.185	-0.525	0.016	
12.600	-0.118	-0.218	0.010	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



마) 말뚝의 변위 및 부재력 : 계수하중

㉮ COMBO 1 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8)

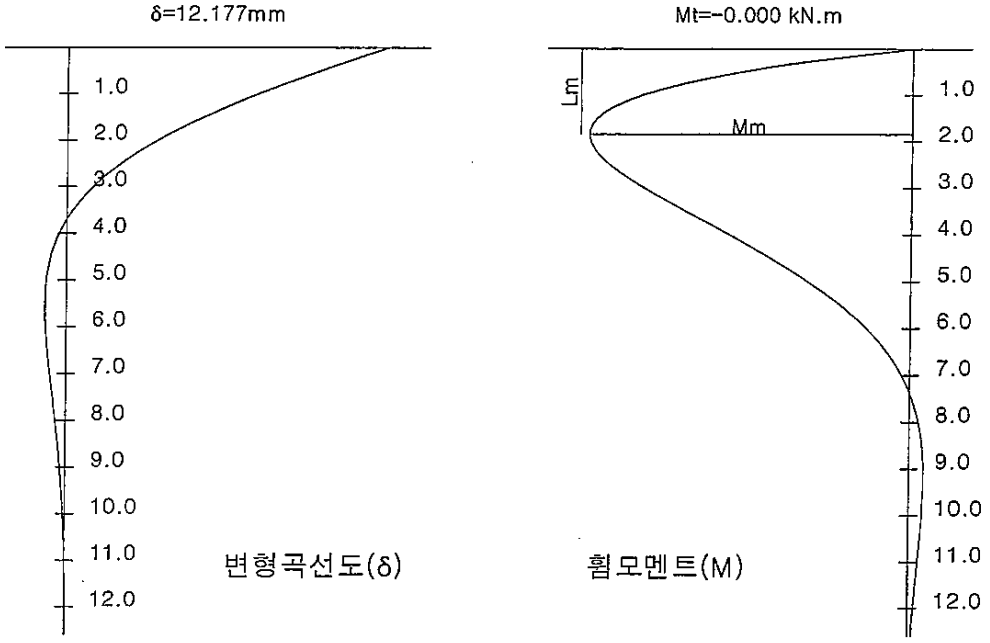
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -138.333 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.177 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.177 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-182.778	12.177	
0.840	-105.074	-74.944	7.975	
1.680	-137.628	-8.807	4.493	
2.520	-128.900	25.102	1.986	
3.360	-101.553	37.185	0.405	
4.200	-70.000	36.434	-0.441	
5.040	-42.041	29.543	-0.775	
5.880	-20.845	20.885	-0.800	
6.720	-6.750	12.912	-0.669	
7.560	1.349	6.703	-0.485	
8.400	5.067	2.467	-0.308	
9.240	5.977	-0.046	-0.167	
10.080	5.352	-1.266	-0.068	
10.920	4.088	-1.636	-0.007	
11.760	2.738	-1.524	0.024	
12.600	1.588	-1.196	0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉯ COMBO 2 : 고정하중+토압+온도하중(1+3+5+7)

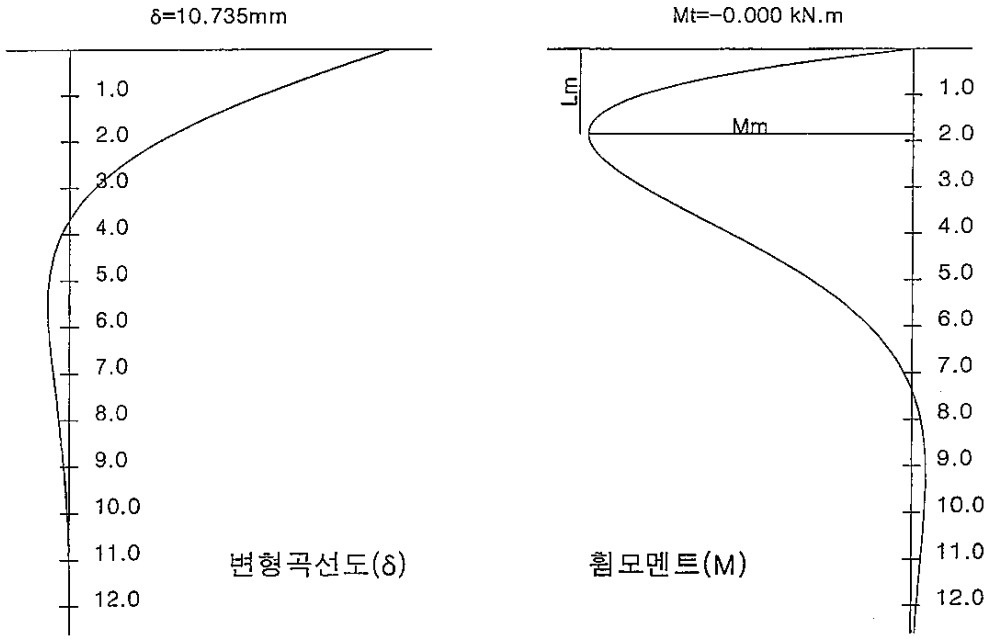
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -121.947 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.735 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.735 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-161.128	10.735	
0.840	-92.628	-66.067	7.030	
1.680	-121.326	-7.764	3.961	
2.520	-113.632	22.129	1.751	
3.360	-89.524	32.781	0.357	
4.200	-61.708	32.118	-0.389	
5.040	-37.061	26.044	-0.683	
5.880	-18.375	18.411	-0.705	
6.720	-5.950	11.383	-0.589	
7.560	1.189	5.909	-0.427	
8.400	4.467	2.175	-0.272	
9.240	5.269	-0.040	-0.147	
10.080	4.718	-1.116	-0.060	
10.920	3.604	-1.442	-0.006	
11.760	2.414	-1.343	0.021	
12.600	1.400	-1.054	0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉡ COMBO 3 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6)

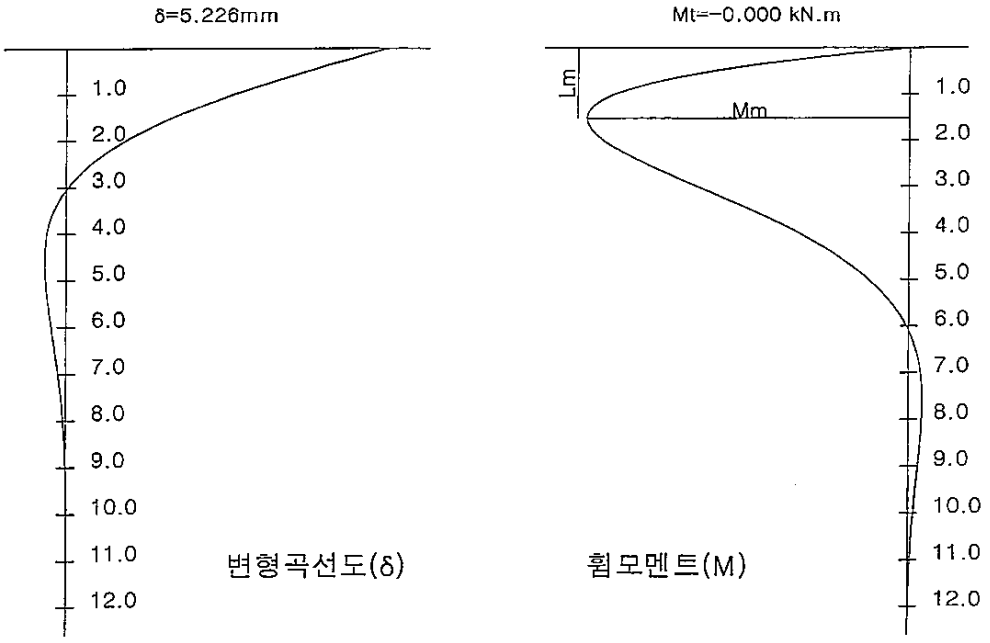
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -87.025 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 5.226 mm
- 지표면에서의 변위 : 5.226 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN*m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-139.215	5.226	
0.840	-73.477	-44.035	3.076	
1.680	-86.484	6.702	1.423	
2.520	-70.901	26.402	0.382	
3.360	-47.091	28.258	-0.149	
4.200	-25.618	22.160	-0.336	
5.040	-10.353	14.202	-0.333	
5.880	-1.416	7.399	-0.250	
6.720	2.687	2.738	-0.155	
7.560	3.758	0.112	-0.077	
8.400	3.293	-1.020	-0.025	
9.240	2.296	-1.247	0.002	
10.080	1.318	-1.039	0.013	
10.920	0.586	-0.699	0.015	
11.760	0.136	-0.386	0.012	
12.600	-0.087	-0.160	0.008	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 4 : 고정하중+활하중+토압+온도하중(1+3+5+7+8+9+10)

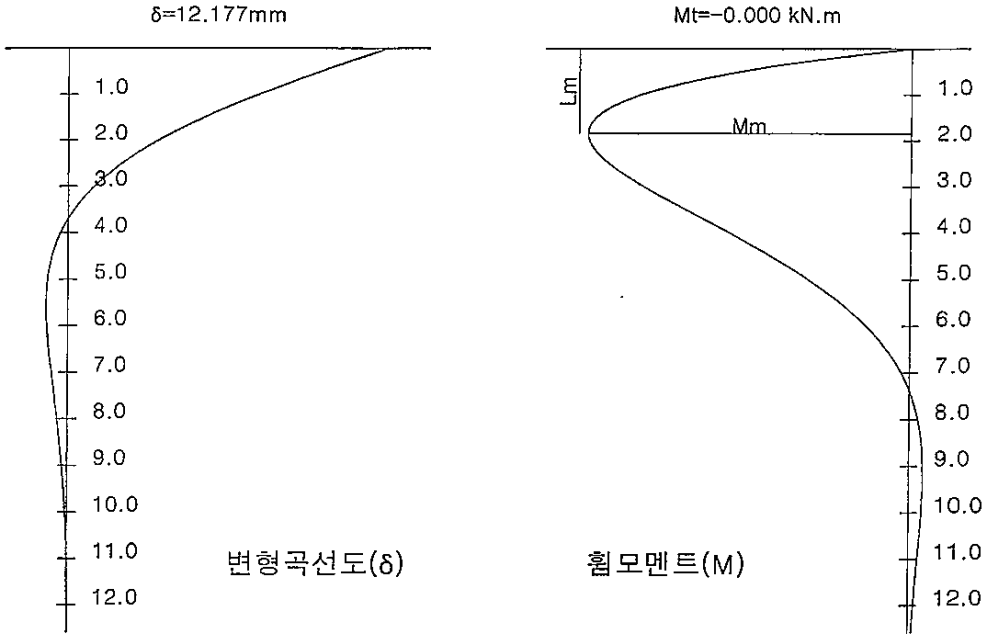
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -138.333 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 12.177 mm
- 지표면에서의 변위 : 12.177 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-182.778	12.177	
0.840	-105.074	-74.944	7.975	
1.680	-137.628	-8.807	4.493	
2.520	-128.900	25.102	1.986	
3.360	-101.553	37.185	0.405	
4.200	-70.000	36.434	-0.441	
5.040	-42.041	29.543	-0.775	
5.880	-20.845	20.885	-0.800	
6.720	-6.750	12.912	-0.669	
7.560	1.349	6.703	-0.485	
8.400	5.067	2.467	-0.308	
9.240	5.977	-0.046	-0.167	
10.080	5.352	-1.266	-0.068	
10.920	4.088	-1.636	-0.007	
11.760	2.738	-1.524	0.024	
12.600	1.588	-1.196	0.035	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉮ COMBO 5 : 고정하중+토압+은도하중(1+3+5+7+9)

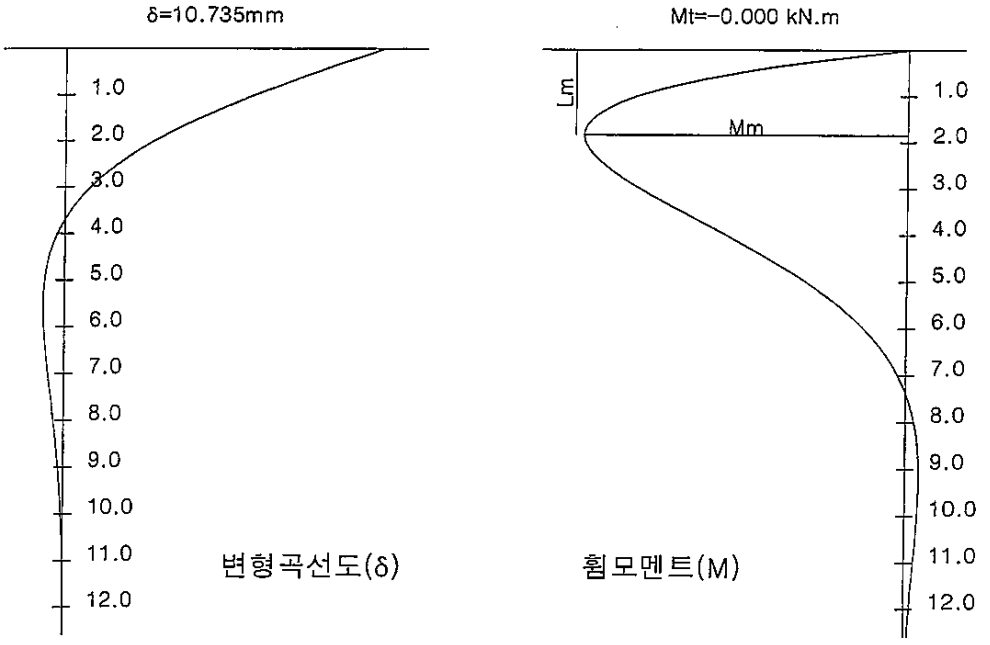
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -121.947 kN.m, 1.844 m
- 말뚝머리부의 변위 : 10.735 mm
- 지표면에서의 변위 : 10.735 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-161.128	10.735	
0.840	-92.628	-66.067	7.030	
1.680	-121.326	-7.764	3.961	
2.520	-113.632	22.129	1.751	
3.360	-89.524	32.781	0.357	
4.200	-61.708	32.118	-0.389	
5.040	-37.061	26.044	-0.683	
5.880	-18.375	18.411	-0.705	
6.720	-5.950	11.383	-0.589	
7.560	1.189	5.909	-0.427	
8.400	4.467	2.175	-0.272	
9.240	5.269	-0.040	-0.147	
10.080	4.718	-1.116	-0.060	
10.920	3.604	-1.442	-0.006	
11.760	2.414	-1.343	0.021	
12.600	1.400	-1.054	0.031	

㉢ 변형곡선도 및 휨모멘트도



㉥ COMBO 6 : 고정하중+토압+지진하중+온도하중(2+4+6+9+11)

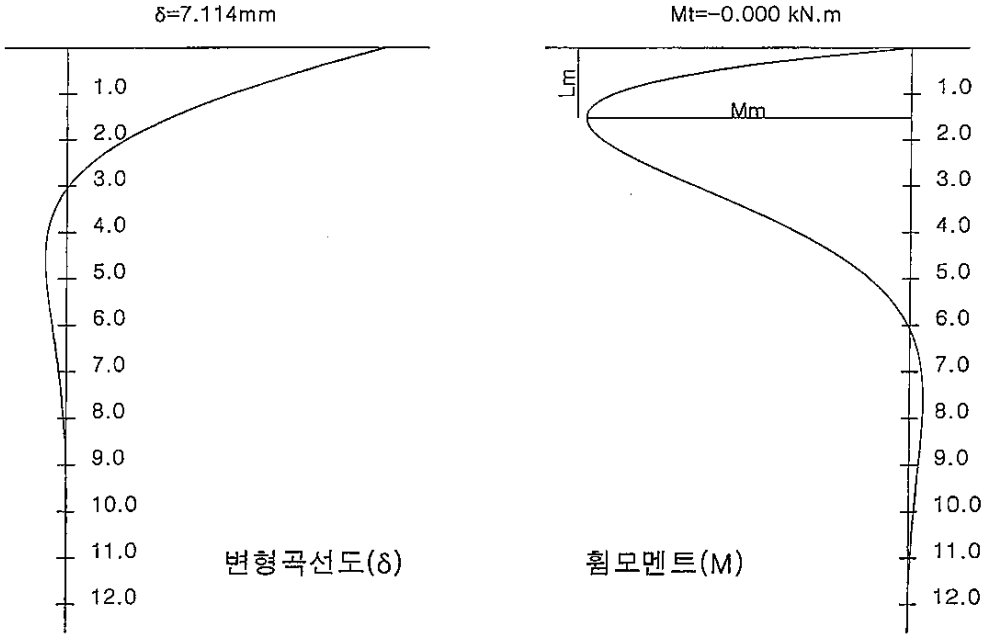
㉠ 말뚝의 최대모멘트 및 변위

- 최대모멘트 및 깊이 : -118.457 kN.m, 1.523 m
- 말뚝머리부의 변위 : 7.114 mm
- 지표면에서의 변위 : 7.114 mm

㉡ 말뚝의 깊이별 모멘트 및 변위

깊이(m)	모멘트(kN m)	전단력(kN)	변위(mm)	비 고
0.000	0.000	-189.497	7.114	
0.840	-100.015	-59.940	4.187	
1.680	-117.720	9.122	1.937	
2.520	-96.509	35.938	0.519	
3.360	-64.099	38.465	-0.203	
4.200	-34.870	30.164	-0.457	
5.040	-14.093	19.332	-0.453	
5.880	-1.927	10.072	-0.341	
6.720	3.657	3.727	-0.211	
7.560	5.115	0.152	-0.105	
8.400	4.483	-1.388	-0.035	
9.240	3.126	-1.698	0.003	
10.080	1.794	-1.415	0.018	
10.920	0.798	-0.951	0.020	
11.760	0.185	-0.525	0.016	
12.600	-0.118	-0.218	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 = 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	4.000	사질토	1.500	8.000	19.000
1.583	24.000	사질토	3.300	48.000	250.805
1.583	50.000	사질토	0.997	100.000	157.830
계	-	-	-	-	427.645

N≤2 의 지반에는 주면 마찰력을 고려하지 않는다.

나) 말뚝의 허용 수평변위 검토

평상시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.1632 mm 0.K

지진시의 말뚝의 허용 수평변위 δa = 15.000 > δ = 7.1138 mm 0.K

다) 말뚝의 허용인발력

Pa = 1/n x Pu + W ; Pu : 주면마찰력(kN), W : 수중말뚝의 중량

Pa1 = 1/3.0 x 427.645 + 0.000 = 142.548 kN (평상시)

Pa2 = 1/2.0 x 427.645 + 0.000 = 213.822 kN (지진시)

라) 하중조합별 검토

구분		V(max)	V(min)	Ra(kN)	Pa(kN)	비 고
COMBO 1	FIX	453.027	321.943	1586.000	142.548	0.K
	HINGE	420.696	373.084	1586.000	142.548	0.K
COMBO 2	FIX	415.537	340.024	1586.000	142.548	0.K
	HINGE	429.469	343.129	1586.000	142.548	0.K
COMBO 3	FIX	589.147	125.564	2379.000	213.822	0.K
	HINGE	523.991	206.050	2379.000	213.822	0.K
COMBO 4	FIX	873.332	594.967	1586.000	142.548	0.K
	HINGE	800.503	684.931	1586.000	142.548	0.K
COMBO 5	FIX	738.218	549.609	1586.000	142.548	0.K
	HINGE	671.273	632.306	1586.000	142.548	0.K
COMBO 6	FIX	1089.466	115.714	2379.000	213.822	0.K
	HINGE	1020.824	200.508	2379.000	213.822	0.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 : 12.70 m

이음개소수 : 0 개소

말뚝이음에 의한 허용응력 감소율 : 0.00%

장경비 (L/D) = 12.60/0.508 = 24.803 < 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	453.027	116.936	91.905	140.00	O.K
	HINGE	420.696	81.372	70.748	140.00	O.K
COMBO 2	FIX	415.537	105.915	83.578	140.00	O.K
	HINGE	429.469	71.734	66.144	140.00	O.K
COMBO 3	FIX	589.147	95.306	89.075	210.00	O.K
	HINGE	523.991	87.025	80.436	210.00	O.K
COMBO 4	FIX	873.332	106.529	113.406	140.00	O.K
	HINGE	800.503	81.372	95.221	140.00	O.K
COMBO 5	FIX	738.218	97.923	100.084	140.00	O.K
	HINGE	671.273	71.734	81.725	140.00	O.K
COMBO 6	FIX	1089.466	100.407	124.049	210.00	O.K
	HINGE	1020.824	118.457	129.307	210.00	O.K

다) 말뚝의 전단응력 검토

τsa = 80.000 MPa (평상시)

= 120.000 MPa (지진시)

τ = α x Ho / Ap

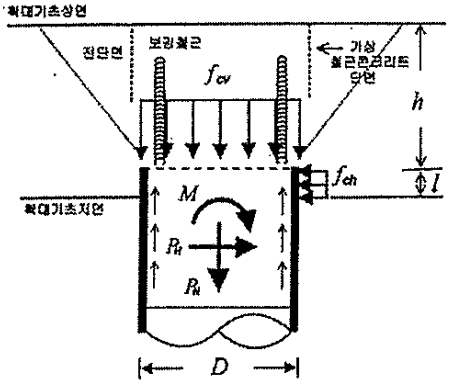
α = $4 \times (D^2 + D \times d + d^2) / (3 \times (D^2 + d^2))$

= $4 \times (504.0^2 + 504.0 \times 484.0 + 484.0^2) / (3 \times (504.0^2 + 484.0^2))$

= 1.999 : 전단형상계수

구 분		H(kN)	τ	τsa	비 고
COMBO 1	FIX	107.517	13.852	80.000	O.K
	HINGE	107.517	13.852	80.000	O.K
COMBO 2	FIX	94.781	12.211	80.000	O.K
	HINGE	94.781	12.211	80.000	O.K
COMBO 3	FIX	139.215	17.936	120.000	O.K
	HINGE	139.215	17.936	120.000	O.K
COMBO 4	FIX	107.517	13.852	80.000	O.K
	HINGE	107.517	13.852	80.000	O.K
COMBO 5	FIX	94.781	12.211	80.000	O.K
	HINGE	94.781	12.211	80.000	O.K
COMBO 6	FIX	189.497	24.414	120.000	O.K
	HINGE	189.497	24.414	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 = 873331.7 / (π/4 x 508 ²)
= 4.309 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수직지압응력(fcv) 검토 (지진시)
fcv = 1089466.2 / (π/4 x 508 ²)
= 5.375 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 = 873331.7 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.157 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K
* 압발전단응력(τv) 검토 (지진시)
τv = 1089466.2 / {π x (508 + 1100) x 1100 }
= 0.196 MPa ≤ τa3' = 1.197 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 = 107516.669 / (508 x 100)
= 2.116 MPa ≤ fca = 6.000 MPa ∴ O.K
* 수평지압응력(fch) 검토 (지진시)
fch = 189496.857 / (508 x 100)
= 3.730 MPa ≤ fca' = 7.980 MPa ∴ O.K

b. 확대기초 단부 말뚝에 대한 수평압발전단응력

$$\tau_h = \frac{P_{Hmax}}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_{a3}$$

h' : 수평방향의 압발전단에 저항하는 확대기초의 유효두께 (m)

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (상시)

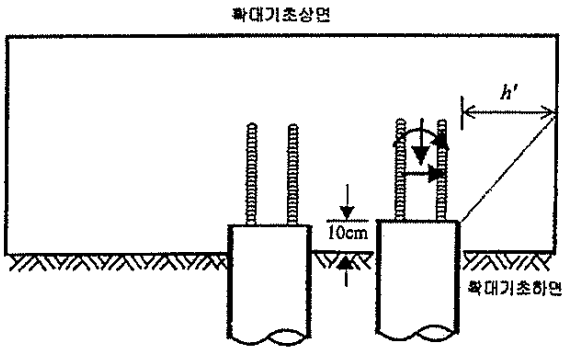
τh = 107516.669 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.181 MPa ≤ τa3 = 0.900 MPa ∴ O.K

* 수평압발전단응력(fch) 검토 (지진시)

τh = 189496.857 / {396 x (200 + 508 + 792)}

= 0.319 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 = 1310468.738 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 = 1310468.738 N ∴ O.K